

UNIVERSITÀ DI NAPOLI FEDERICO II

DIPARTIMENTO DI STRUTTURE
PER L'INGEGNERIA E L'ARCHITETTURA (DI.ST.)

DOTTORATO DI RICERCA IN
INGEGNERIA DEI MATERIALI E DELLE STRUTTURE
COORDINATORE PROF. GIUSEPPE MENSITIERI
XXVIII CICLO



ANTONIO SANDOLI

TESI DI DOTTORATO

COMPORTAMENTO SISMICO, MODELLAZIONE E
PROGETTAZIONE DI EDIFICI IN LEGNO A
PANNELLI X-LAM

TUTOR PROF. ING. ANDREA PROTA
CO-TUTOR PROF. ING. BRUNO CALDERONI

2016

Alla mia famiglia.

A Monica.

Ringraziamenti

L'opportunità di svolgere attività di ricerca nell'ambito del triennio di Dottorato mi ha dato la possibilità di accrescere le mie conoscenze sulle discipline strutturali ed in particolare di approfondire il tema del comportamento degli edifici in legno X-lam, già argomento della mia tesi di laurea Magistrale.

Tutto questo è stato possibile grazie alla guida incessante ed alla continua attività di formazione svolta su di me da un "maestro" di vita e di strutture, il Prof. Bruno Calderoni. Ringrazio infinitamente il Professore per tutte le conoscenze trasmesse, per tutti i consigli fornitomi durante questi anni e per avermi concesso la possibilità di lavorare al suo fianco.

Tutta la mia gratitudine, va anche al Professore Andrea Prota, persona onesta e professionale, per essersi sempre messo a disposizione e per avermi concesso la possibilità di svolgere l'attività di ricerca.

Un doveroso grazie lo devo anche al Professore Pampanin che mi ha accolto a lavorare nel suo timber group nell'Università di Canterbury in Nuova Zelanda, e al suo collaboratore Daniel Moroder con il quale abbiamo affrontato interessanti argomenti.

Ringrazio la mia famiglia che mi ha concesso di affrontare anche questo percorso, che ha appoggiato sempre le mie scelte e che ha sofferto insieme a me i momenti più difficili.

Il pensiero più grande lo rivolgo alla mia fidanzata Monica che sta affianco a me proprio dai primi giorni in cui ho iniziato il mio percorso di dottorato e che è stata sempre partecipe delle mie piccole sfide scientifiche, sostenendomi e trasferendomi coraggio e determinazione.

Infine, mi piace ricordare alcune degli amici a me più cari che mi hanno sempre sostenuto ed hanno creduto in me: Luciano Mazzocca & Michele Valvano, Enzo Onotri, Marco Mazzola, i miei coinquilini e tutti i miei tesisti.

Napoli, Marzo 2013

Abstract

Le costruzioni massicce a pannelli X-lam rappresentano, almeno in Italia, la tecnologia costruttiva più largamente diffusa per la realizzazione di edifici in legno, questo perché grazie alle prerogative di leggerezza, sostenibilità e buon comportamento termico consentono di realizzare costruzioni ad elevate performance. Ma, questo rapido sviluppo degli edifici in legno non è stato, di pari passo, accompagnato da un significativo aggiornamento del quadro normativo in materia di progettazione sismica, né a livello nazionale, né a livello europeo. Pertanto, la necessità di disporre di regole di progettazione comunemente condivise dalla comunità scientifica ha dato spunto al presente lavoro di ricerca finalizzato ad approfondire il comportamento sismico degli edifici in legno e a fornire regole progettuali in linea con il moderno concetto del capacity design.

Nel presente lavoro di tesi, dopo aver messo a punto un criterio di modellazione del comportamento meccanico del “materiale” e delle connessioni, è stato possibile definire modelli “sofisticati” di pareti a pannelli X-lam finalizzati allo svolgimento di analisi numeriche utili alla comprensione del loro comportamento sismico. La possibilità di disporre di tali modelli ha consentito, quindi, di investigare il ruolo delle connessioni sul comportamento pareti definendone, di volta in volta, la loro capacità sismica ed il fattore di struttura.

Inoltre, la mancanza di regole di progettazione in linea con l’approccio del capacity design ha spinto ad investigare il ruolo della progettazione, svolta secondo dettagliate regole di gerarchia delle resistenze, sulla capacità sismica delle pareti. E’ stato analizzato il comportamento di pareti lignee le cui connessioni meccaniche sono state progettate secondo differenti approcci di gerarchia delle resistenze, ipotizzando alternativamente che il comportamento dissipativo sia affidato alle piattine metalliche oppure all’interazione chiodi-legno. Le analisi svolte hanno consentito di condurre importanti osservazioni in merito al danneggiamento strutturale conseguente alle regole di progettazione scelte e a proporre l’impiego di soluzioni a basso danneggiamento.

I modelli sofisticati, certamente utili ai fini della ricerca applicata, risultano poco adeguati per un impiego professionale. Pertanto sono stati definiti modelli semplificati a telaio equivalente da utilizzare per le analisi elastiche delle pareti a pannelli X-lam. In particolare sono stati definiti due possibili modelli, il primo definito a “vincoli elastici” ed il secondo a “materiale equivalente”, che contemplano tutte le specificità tipiche delle pareti X-lam, quali la bi-dimensionalità degli elementi e la presenza delle connessioni meccaniche.

Keywords: pareti X-lam, comportamento sismico, modellazione, progettazione.

Indice

ABSTRACT	7
INDICE.....	9
LISTA DELLE FIGURE.....	12
LISTA DELLE TABELLE.....	19
 CAPITOLO 1.....	 21
INTRODUZIONE	
 CAPITOLO 2	 25
CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE DEGLI EDIFICI A PANNELLI X-LAM	
2.1 <i>TIPOLOGIE STRUTTURALI PER EDIFICI IN LEGNO.....</i>	25
2.1.1 Introduzione.....	25
2.1.2 Classificazione tipologica e strutturale degli edifici in legno.....	26
2.2 <i>IL PANNELLO X-LAM: CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE.....</i>	34
2.2.1 Caratteristiche geometriche.....	34
2.2.2 Caratteristiche meccaniche.....	36
2.3 <i>GLI EDIFICI A PANNELLI X-LAM.....</i>	38
 CAPITOLO 3.....	 43
ANALISI DELLO STATO DELL'ARTE	
3.1 <i>INTRODUZIONE: IL RUOLO DELLE CONNESSIONI NEL COMPORTAMENTO SISMICO E</i> <i>CRITERI DI MODELLAZIONE.....</i>	43
3.1.1 Resistenza e duttilità delle connessioni: note generali.....	44
3.1.2 Modelli di comportamento delle connessioni nelle strutture X-lam	48
3.2 <i>LA MODELLAZIONE E LA PROGETTAZIONE DI PARETI IN XLAM.....</i>	54
3.2.1 Modelli sofisticati.....	54
3.2.1 Modelli semplificati.....	59
 CAPITOLO 4.....	 63
LA MODELLAZIONE DELLA PARETE X-LAM	
4.1 <i>INTRODUZIONE.....</i>	63
4.2 <i>LA MODELLAZIONE DEL “MATERIALE” X-LAM</i>	64
4.3 <i>LA MODELLAZIONE DELLE CONNESSIONI MECCANICHE.....</i>	69
4.3.1 Il problema della compressione ortogonale.....	73

CAPITOLO 5	77
RESISTENZA E DUTTILITÀ DEL PANNELLO X-LAM	
5.1 INTRODUZIONE	77
5.2 MODELLAZIONE MECCANICA DELLA SEZIONE	79
5.3 IL MOMENTO RESISTENTE DELLA SEZIONE	82
5.4 I DOMINI DI RESISTENZA M-N	85
5.5 IL COMPORTAMENTO DUTTILE DELLA SEZIONE: I DIAGRAMMI M-X	89
5.6 CONFRONTO CON UN MODELLO DI RESISTENZA SEMPLIFICATO	94
CAPITOLO 6	103
LA DEFINIZIONE DI UN CRITERIO PROGETTUALE DELLE CONNESSIONI	
6.1 INTRODUZIONE	103
6.2 LA PARETE ANALIZZATA	104
6.2.1 Caratteristiche geometriche e analisi dei carichi	104
6.2.2 Modellazione della parete	106
6.3 IL PROGETTO DEI COLLEGAMENTI SECONDO LA GERARCHIA DELLE RESISTENZE	107
6.3.1 La valutazione della capacità sismica	113
6.3.1.1 Risultati delle analisi non-lineari	116
CAPITOLO 7	119
ANALISI DEL COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI IN X-LAM	
7.1 INTRODUZIONE	119
7.2 CONCESSIONE DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE	120
7.3 LA DEFINIZIONE DI UNO SCHEMA GEOMETRICO DELLA PARETE E L'INFLUENZA DELLE CONNESSIONI	122
7.3.1 Modello a telaio monolitico	124
7.3.2 Modello a telaio con connessioni	126
7.3.3 Modello a mensola monolitica	129
7.3.4 Modello a mensola con connessioni	130
7.3.5 Considerazioni sulla capacità sismica	132
7.4 L'INFLUENZA DELLE CONNESSIONI SUL COMPORTAMENTO DELLE PARETI X-LAM	135
7.4.1 Descrizione della parete	135
7.4.2 Risultati delle analisi numeriche	137
7.4.3 L'influenza del progetto con la gerarchia delle resistenze sulla capacità sismica	140
7.4.3.1 Valutazione della capacità sismica secondo l'approccio 1 e l'approccio 1.1	142
7.4.3.2 Valutazione della capacità sismica secondo l'approccio 2	145
7.5 CONSIDERAZIONI SULLA PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ E SUL DANNEGGIAMENTO	150
CAPITOLO 8	153
LA PROGETTAZIONE DI PARETI X-LAM CON SISTEMI LOW-DAMAGE	
8.1 INTRODUZIONE	153
8.2 CENNI SUL COMPORTAMENTO SISMICO DI PARETI X-LAM CON POST-TENSIONE	154
8.3 VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ SISMICA DI UNA PARETE X-LAM CON POST-TENSIONE	155

8.3.1	Determinazione dell'azione sismica.....	156
8.3.2	Progetto del cavo di post-tensione.....	159
8.3.3	Risultati delle analisi numeriche.....	164
8.3.3.1	Descrizione del modello.....	164
8.3.3.2	Valutazione della capacità sismica.....	165
8.4	CONFRONTO TRA UN SISTEMA ROCKING CON POST-TENSIONE ED UNO TRADIZIONALE.....	167
CAPITOLO 9.....		169
IL MODELLO A TELAIO EQUIVALENTE		
9.1	INTRODUZIONE.....	169
9.2	IL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO DEI PANNELLI X-LAM.....	170
9.3	IL TELAIO EQUIVALENTE CON VINCOLI ELASTICI.....	173
9.3.1	Definizione delle rigidezze.....	173
9.3.2	La stima della rigidezza rotazionale.....	176
9.3.3	Alcuni esempi applicativi.....	179
9.3.3.1	Il pannello singolo.....	179
9.3.3.2	La mensola pluripiano.....	181
9.3.3.3	Il telaio.....	183
9.4	IL TELAIO EQUIVALENTE CON "MODULI EQUIVALENTI".....	186
9.4.1	Alcuni esempi applicativi.....	190
9.4.4.1	Il pannello singolo.....	190
9.4.4.2	La mensola pluripiano.....	191
9.4.4.3	Il telaio.....	192
CAPITOLO 10.....		195
IL MODELLO A TELAIO EQUIVALENTE PER LE PARETI X-LAM CON PANNELLI ACCOPPIATI		
10.1	IL COMPORTAMENTO DELLE PARETI ACCOPPIATE.....	195
10.1.1	Problematiche di modellazione delle pareti accoppiate.....	199
10.2	UN MODELLO A TELAIO EQUIVALENTE PER LE PARETI ACCOPPIATE.....	201
10.2.2	Un modello cinematico "semplificato".....	202
10.2.3	Un modello cinematico "dettagliato".....	209
CAPITOLO 11.....		213
CONCLUSIONI		
11.1	LE TEMATICHE TRATTATE E I RISULTATI CONSEGUITI.....	213
BIBLIOGRAFIA.....		219

Lista delle figure

Figura 2.1 – Edifici legno “antichi”	26
Figura 2.2 – Classificazione degli edifici in legno	27
Figura 2.3 – Sezioni delle log.....	28
Figura 2.4 – Schema di un edificio blockhaus.....	28
Figura 2.5 – Edificio blockhaus (Canazei, Trento – foto A. Sandoli).....	29
Figura 2.6 – Platform frame (Christchurch, NZ – foto A. Sandoli)	29
Figura 2.7 – Parete a pannelli intelaiai.....	30
Figura 2.8 – Parete aggregata.....	31
Figura 2.9 – Sistema post and beam.....	32
Figura 2.10 – Nodi nelle strutture post and beam (Schikhofer et al., 2010)	32
Figura 2.11 – Telai post-tesi: sx) tipologie di post-tensione, dx) nodo.....	33
Figura 2.12 – Nodo trave-colonna di un edificio post teso (Christchurch – NZ)	33
Figura 2.13 – Il pannello X-lam	34
Figura 2.14 – Profilo longitudinale della lamella.....	35
Figura 2.15 – Fasi di realizzazione del pannello.....	35
Figura 2.16 – Caratteristiche meccaniche di uno strato di tavole.....	36
Figura 2.17 – Stato tensionale delle due direzioni	37
Figura 2.18 – Scorrimento da rolling shear	37
Figura 2.19 – Edificio in muratura “moderno” (Pagano, 1990)	39
Figura 2.20 – Comportamento hold-down (dx) e angolari (sx).....	40
Figura 2.21 – Collegamento parete-fondazione.....	40
Figura 2.22 – Collegamento parete-solaio-parete	41
Figura 2.23 – Collegamento parete-parete.....	41
Figura 2.24 – Collegamenti per i pannelli di solaio.....	41
Figura 2.25 – Pareti X-lam post-tese: a) parete singola, b) parete accoppiata.....	42
Figura 3.1 – Comportamento plastico della zona di connessione.....	44
Figura 3.2 – Unioni tradizionali di carpenteria.....	45

Figura 3.3 – Tipi di connettori	46
Figura 3.4 – Comportamento ciclico di una connessione	47
Figura 3.5 – Comportamento delle connessioni.....	47
Figura 3.6 – Comportamento ciclico di una connessione con hold-down	48
Figura 3.7 – Comportamento ciclico di una connessione con angolari.....	48
Figura 3.8 – Legge isteretica hold-down.....	49
Figura 3.9 – Legge isteretica angolare	49
Figura 3.10 – Legame costitutivo degli hold-down (dx) e degli angolari 8 (sx)	50
Figura 3.11 – Legame costitutivo semplificato degli hold-down (dx) e degli angolari 8 (sx).....	50
Figura 3.12 – Legame costitutivo elasto-plastico.....	50
Figura 3.13 – Comportamento ciclico di un pannello X-lam	51
Figura 3.14 – Influenza del carico verticale sul comportamento ciclico.....	51
Figura 3.15 – Crisi della connessione a) per trazione dell’hold-down, b) per trazione e scorrimento.....	52
Figura 3.16 – Comportamento ciclico dei pannelli X-lam: a)rocking, b)rocking-sliding, c)sliding. ...	53
Figura 3.17 – Comportamento degli angolari (sx) e degli hold down (dx) al variare della lunghezza di infissione dei chiodi.....	53
Figura 3.18 – Modello numerico dell’edificio (sx) e confronto tra prova sperimentale e modellazione numerica (dx).....	57
Figura 3.19 – Legame costitutivo degli hold-down (sx) e degli angolari (dx)	58
Figura 3.20 – Modello dell’edificio	58
Figura 3.21 – Legame del contatto legno-legno e legno fondazione	58
Figura 3.22 – Schema del sistema resistente ai carichi laterali.....	59
Figura 3.23 – Schematizzazione del modello equivalente.....	60
Figura 3.24 – Rigidezze	60
Figura 3.25 –Modelli a reticolare equivalente.....	62
Figura 4.1 – Resistenza del pannello nelle due direzioni	64
Figura 4.2 – Schematizzazione del pannello (blass & Fellmoser, 2004a)	68
Figura 4.3 – Modello del pannello con materiale equivalente.....	68
Figura 4.4 – Legame delle cerniere plastiche; a) trazione HD, b) taglio SA, c) compressione C	71
Figura 4.5 – Domini di interazione V-N.....	72
Figura 4.6 – Schematizzazione delle connessioni nella sezione di contatto.....	72
Figura 4.7 – La compressione ortogonale alle fibre	73

Figura 4.8 – Legame σ - ε di provini sollecitati in direzione ortogonale (Piazza et al., 2005)	74
Figura 4.9 – Diffusione del carico e delle deformazioni: a) pannello al piano terra, b) pannello ai piani intermedi	75
Figura 4.10 – Diagramma σ - ε in compressione ortogonale (Lomonte, 2013)	75
Figura 5.1 – Tipi di comportamento di pareti accoppiate: a) infinitamente deformabile, b) connessione semi-rigida, c) infinitamente rigida (parete singola).....	78
Figura 5.2 – Stadi di comportamento del c.a.....	80
Figura 5.3 – Legame costitutivo dell'acciaio.....	80
Figura 5.4 – Legame σ - ε del legno in compressione ortogonale (Giordano, 1993).....	81
Figura 5.5 – Legame σ - ε del legno in compressione ortogonale	82
Figura 5.6 – Stato tensionale sulla sezione in condizioni ultime	83
Figura 5.7 – Sezione al terzo stadio	84
Figura 5.8 – Domini M-N con e senza “armatura”	85
Figura 5.9 – Domini M-N al variare della $\varepsilon_{90,u}$	86
Figura 5.10 – Domini M-N al variare dell’area di hold-down”	86
Figura 5.11 – Confronto tra domini M-N con hold-down concentrati agli estremi e uniformemente distribuiti.....	87
Figura 5.12 – Confronto tra i domini al variare della resistenza del legno.....	87
Figura 5.13 – Diagramma M- χ al variare della deformazione ultima del legno.....	91
Figura 5.14 – Diagramma M- χ al variare dell’area di “armatura”	92
Figura 5.15 – Diagramma M- χ al variare dello sforzo assiale.....	93
Figure 5.16 – Diagramma M- χ al variare della resistenza del legno.....	93
Figura 5.17 – Diagramma M- χ al variare dell’altezza della sezione.....	94
Figura 5.18 – Confronto dominiM-N: semplificato vs rigoroso	95
Figura 5.19 – Equilibrio limite del pannello.....	96
Figura 5.20 – Confronto dei domini M-N tra modello semplificato e modello proposto.....	97
Figura 5.21 – Confronto dei domini M-N: caso con angolari resistenti a trazione.....	97
Figura 5.22 – Confronto curve di push-over	98
Figura 5.23 – Deformate al collasso: a) modello semplificato, b) modello proposto.....	98
Figura 5.24 – Confronto curva di push-over: mensola a tre piani.....	99
Figura 5.25 – Domini M-N.....	100

Figura 5.26 – Deformate al collasso: a) modello semplificato, b) modello proposto.....	100
Figura 5.27 – Equilibrio globale della mensola	101
Figura 6.1 – Livelli di gerarchi delle resistenze.....	104
Figura 6.2 – Schema geometrico della mensola	105
Figura 6.3 – Legame delle cerniere plastiche: a) trazione HD, b) taglio SA, c) compressione C	106
Figura 6.4 – Flow chart del criterio progettuale.....	107
Figura 6.5 – Modello della mensola e spettri di risposta.....	108
Figura 6.6 – Catalogo hold-down commerciali (Rothoblast)	110
Figura 6.7 – Catalogo angolari commerciali (Rothoblast)	111
Figura 6.8 – Confronto curve di push-over.....	115
Figura 6.9 – Deformate al collasso: a) approccio 1, b) approccio 2.....	116
Figure 6.10 – Confronto curve di push-over: approccio 1.....	117
Figura 6.11 – Confronto curve di push-over: approccio 2.....	117
Figura 6.12 – Rappresentazione ADRS per i due casi analizzati	118
Figura 6.13 – Rappresentazione ADRS dei massimi terremoti sopportabili	118
Figura 7.1 – La parete analizzata.....	122
Figura 7.2 – Modelli a telaio: a) senza connessioni, b) con connessioni.....	123
Figura 7.3 – Modelli a mensola: a) senza connessioni, b) con connessioni.....	124
Figura 7.4 – Configurazione della fascia di piano	125
Figura 7.5 – Telaio senza connessioni: sx) primo modo di vibrare, dx) andamento tensioni normali	125
Figura 7.5 – Telaio con connessioni: sx) primo modo di vibrare, dx) andamento tensioni normali	127
Figura 7.7 – Stato di tensione nella fascia di piano.....	128
Figura 7.8 – Curva di push-over con $\varepsilon_{HD,u}=\varepsilon_{90,u}=1\%$ (telaio con connessioni)	129
Figura 7.9 – Distribuzione delle cerniere plastiche al collasso (telaio con connessioni)	129
Figura 7.10 – Mensola senza connessioni: sx) primo modo di vibrare, dx) andamento tensioni normali	130
Figura 7.11 – Mensola con connessioni: sx) primo modo di vibrare, dx) andamento tensioni normali	131
Figura 7.12 – Curva di push-over con $\varepsilon_{HD,u}=\varepsilon_{90,u}=1\%$ (mensola con connessioni).....	132
Figura 7.13 – Distribuzione delle cerniere plastiche al collasso.....	132
Figura 7.14 – Curva di push-over per il modello a telaio con connessioni.....	133
Figura 7.15 – Push-over in formato ADRS: telaio con connessioni.....	133

Figura 7.16 – Curva di push-over per il modello a mensola con connessioni.....	134
Figura 7.17 – Push-over in formato ADRS: mensole con connessioni.....	134
Figura 7.18 – Confronto curve di push-over: telaio vs mensole	135
Figura 7.19 – La parete analizzata.....	137
Figura 7.20 – Il modello agli elementi finiti della parete.....	137
Figura 7.21 – Curva di push-over al variare della deformazione ultima del legno	138
Figura 7.22 – Curva di push-over al variare della deformazione ultima delle piattine metalliche (HD e SA)	138
Figura 7.23 – Curva di push-over considerando la resistenza a compressione degli HD	139
Figura 7.24 – Curva di push-over al variare della resistenza del legno compresso	139
Figura 7.25 – Curva di push-over per $\epsilon_{HD,u}=1\%$, approccio 1	143
Figura 7.26 – Curva di push-over per $\epsilon_{HD,u}=2\%$, approccio 1	143
Figura 7.27 – Curva di push-over per $\epsilon_{HD,u}=3\%$, approccio 1	143
Figura 7.28 – Curva di push-over per $\epsilon_{HD,u}=1\%$, approccio 1.1	144
Figura 7.29 – Curva di push-over per $\epsilon_{HD,u}=2\%$, approccio 1.1	144
Figura 7.30 – Curva di push-over per $\epsilon_{HD,u}=3\%$, approccio 1.1	144
Figura 7.31 – Curva di push-over per $\epsilon_{HD,u}=1\%$, approccio 2	146
Figura 7.32 – Curva di push-over per $\epsilon_{HD,u}=2\%$, approccio 2	146
Figura 7.33 – Curva di push-over per $\epsilon_{HD,u}=3\%$, approccio 2	147
Figura 7.34 – Confronto curve di push-over per $\epsilon_{HD,u}=1\%$	148
Figura 7.35 – Confronto curve ADRS per $\epsilon_{HD,u}=1\%$	148
Figura 7.36 – Confronto curve di push-over per $\epsilon_{HD,u}=2\%$	149
Figura 7.37 – Confronto curve ADRS per $\epsilon_{HD,u}=2\%$	149
Figura 7.38 – Confronto curve di push-over per $\epsilon_{HD,u}=3\%$	150
Figura 7.39 – Confronto curve ADRS per $\epsilon_{HD,u}=3\%$	150
Figura 7.40 – Crisi fragili degli hold-down	151
Figura 7.41 – Sistema di connessione non tradizionale	152
Figura 8.1 – Comportamento ciclico della parete post-tesa	155
Figura 8.2 – La parete analizzata.....	156
Figura 8.3 – Sistemi MDof e SDoF.....	156
Figura 8.4 – Spettro in termini di spostamento per $\xi=5\%$	159
Figura 8.5 – Curva F- Δ del sistema SDoF.....	159

Figura 8.6 – Rapporti di ricentraggio.....	160
Figura 8.7 – Deformazione della sezione di base	163
Figura 8.8 – Modello al SAP2000 con cavo post-teso	165
Figura 8.9 – Modello al SAP2000: diagramma dello sforzo assiale nel cavo	165
Figura 8.10 – Curva di push-over per la parete post-tesa	166
Figura 8.11 – Curva di push-over troncata al drift limite	166
Figura 8.12 – Curva ADRS per la parete con post-tensione.....	167
Figura 8.13 – Deformata della parete allo SLU ($\Delta=0.026m$)	167
Figura 8.14 – Confronto tra parete tradizionale e parete post-tesa.....	168
Figura 9.1 – Configurazioni della fascia di piano: sx) fascia continua, dx) fascia discontinua.....	170
Figura 9.2 – Componenti di drift per il pannello X-lam.....	171
Figura 9.3 - Pannello con $H/L=1$	172
Figura 9.4 - Pannello con $H/L=0.5$	172
Figura 9.5 – Concetto di asta equivalente.....	173
Figura 9.6 – Fattori che influenzano la rigidezza assiale della connessione	174
Figura 9.7 – Schematizzazione del telaio equivalente	176
Figura 9.8 – Schematizzazione della sezione di base.....	177
Figura 9.9 – Confronto tra telaio equivalente e modello shell.....	179
Figura 9.10 – Concetto di asta equivalente.....	180
Figura 9.11 – Modello della parete: a) shell, b) mensola equivalente.....	181
Figura 9.11 – Modello della parete: a) shell, b) mensola equivalente.....	182
Figura 9.12 – Confronto forza-spostamento	183
Figura 9.13 – Confronto deformate	183
Figura 9.14 – Confronto drift di interpiano	184
Figura 9.15 – Deformata del telaio	184
Figura 9.16 – Diagramma del momento flettente.....	185
Figura 9.17 – Confronto forza-spostamento	186
Figura 9.18 – Confronto deformate	186
Figura 9.19 – Confronto drift di interpiano	187
Figura 9.20 – Pannello reale (dx) e asta fittizia (dx).....	189
Figura 9.21 – Pannello reale (dx) e asta fittizia (dx).....	191
Figura 9.22 – Confronto forza-spostamento	192
Figura 9.23 – Confronto forza-spostamento	191

Figura 9.24 – Confronto forza-spostamento	193
Figura 10.1 – Connessioni a) coprigiunto singolo, b) coprigiunto doppio, c) coprigiunto a mezzo legno.....	195
Figura 10.2 – Schematizzazione del comportamento delle pareti lignee accoppiate	196
Figura 10.3 – Comportamento delle pareti accoppiate (Priestley & Pauley, 1992)	196
Figura 10.4 – Pannelli X-lam accoppiati	197
Figura 10.5 – Pannelli X-lam accoppiati: a) coupled wall, b) single-coupled wall, c) single wall.....	198
Figura 10.6 – Influenza dello sforzo normale: a) sulla resistenza, b) sulla dissipazione	198
Figura 10.7 – Incongruenza cinematica	200
Figura 10.8 – L'asta equivalente.....	201
Figura 10.9 – Diagramma di corpo libero e catena cinematica.....	202
Figura 10.10 – Confronto forza-spostamento tra modelli semplificati a ad elementi finiti (aspect ratio 1)	205
Figura 10.11 – Modello shell (sx) e modello semplificato (dx) con aspect ratio 1	205
Figura 10.12 – Confronto tra pannello accoppiato e casi limite (aspect ratio 1)	206
Figura 10.13 – a) pannello monolitico, b) pannelli accoppiati, c) pannelli disaccoppiati (aspect ratio 1)	206
Figura 10.14 – Confronto forza-spostamento tra modelli semplificati a ad elementi finiti (aspect ratio 2)	207
Figura 10.15 – Modello shell (sx) e modello semplificato (dx) con aspect ratio 2	207
Figura 10.16 – Confronto tra pannello accoppiato e casi limite (aspect ratio 2)	208
Figura 10.17 – a) pannello monolitico, b) pannelli accoppiati, c) pannelli disaccoppiati (aspect ratio 2)	208
Figura 10.18 – Diagramma di corpo libero e catena cinematica.....	209
Figura 10.19 – Confronto tra metodo dettagliato e modello shell	211

Lista delle tabelle

Tabella 5.1 – Influenza della $\varepsilon_{90,u}$ sulla curvatura ultima e sulla duttilità	91
Tabella 6.1 – Resistenze del legno GL24h.....	105
Tabella 6.2 – Parametri di pericolosità sismica	105
Tabella 6.3 – Forze sismiche e caratteristiche della sollecitazione.....	109
Tabella 6.4 – Momenti resistenti dei pannelli.....	110
Tabella 6.5 – Momenti resistenti dei pannelli.....	110
Tabella 6.6 – Numero di chiodi negli HD e verifica della gerarchia delle resistenze.....	112
Tabella 6.7 – Numero di chiodi negli HD e verifica della gerarchia delle resistenze.....	113
Tabella 6.8 – Valori cerniere plastiche al piano terra approccio 1.....	114
Tabella 6.9 – Valori cerniere plastiche al piano terra approccio 2.....	115
Tabella 6.10 – Massa partecipante, vettore modale e coefficiente di partecipazione modale.....	118
Tabella 7.1 – Caratteristiche del primo modo di vibrare (telaio monolitico)	125
Tabella 7.2 – Caratteristiche del primo modo di vibrare (telaio con connessioni).....	127
Tabella 7.3 – Caratteristiche del primo modo di vibrare (mensole senza connessioni).....	130
Tabella 7.4 – Caratteristiche del primo modo di vibrare (mensole con connessioni).....	130
Tabella 7.5 – Sovra-resistenze	146
Tabella 8.1 – Masse di piano per ciascuna mensola	157
Tabella 8.2 – Sollecitazioni alla base di ciascuna mensola	161
Tabella 8.3 – Sforzo di tiro iniziale per ciascun cavo	161
Tabella 8.4 – Scelta dei cavi.....	162
Tabella 8.5 – Valori definitivi dello sforzo di post-tensione	162
Tabella 8.6 – Verifica finale delle sezioni di base della mensola.....	163
Tabella 9.1 – Sollecitazioni ottenute dal modello shell	181
Tabella 9.2 – Rigidezze rotazionali e traslanti	182
Tabella 9.3 – Caratteristiche della sollecitazione e rigidezze	185

Tabella 9.4 – Modulo elastico equivalente.....	191
Tabella 9.5 – Modulo elastico equivalente.....	192

Capitolo 1

INTRODUZIONE

Il mercato delle costruzioni in legno rappresenta ormai un settore delle costruzioni in rapido sviluppo, infatti una non trascurabile quantità di edifici – ormai anche in Italia - viene realizzata con struttura integralmente in legno. Fino al qualche anno fa, in Italia, il legno era considerato come un materiale di nicchia e veniva impiegato per la sostituzione di elementi lignei antichi degradati o, nell’ambito delle costruzioni moderne, per la realizzazione di nuove coperture di grandi luci (piscine, hangar, palazzetti dello sport. etc.). Oggi, invece, si sta verificando una inversione di trend che riguarda proprio la “concezione” della costruzione in legno, alla quale non è associata più la tradizionale idea di abitazioni mono o pluri-familiari ma quella di complessi residenziali di notevoli dimensioni in pianta e con un elevato numero di piani (anche superiore a 10). Questo si può definire come l’uso *moderno* del legno come materiale strutturale, anche grazie all’introduzione di nuove tecniche costruttive e al miglioramento di quelle già esistenti (in altre parti del mondo).

Il legno è considerato come un materiale da costruzione particolarmente adatto alla realizzazione di strutture sismo-resistenti grazie alla sua bassa densità e ad un soddisfacente rapporto resistenza /peso (simile a quello dell’acciaio e migliore di quello di altri materiali come la muratura o il c.a.), il quale connubio comporta bassi livelli tensionali sugli elementi strutturali - essendo proporzionali alla massa strutturale - in occasione di eventi sismici. L’aspetto negativo, invece, risiede nella fragilità intrinseca del materiale (in dimensione d’uso) soprattutto nei riguardi della resistenza a trazione che potrebbe compromettere la sua risposta nei riguardi di azioni sismiche. La costruzione in legno non è mai di tipo monolitico, ma è realizzata con l’assemblaggio di elementi strutturali (travi, colonne, elementi bi-dimensionali) attraverso connessioni meccaniche. I collegamenti, quando correttamente progettati, assicurano il comportamento duttile della costruzione grazie al formidabile gioco di interazione snervamento e/o rifollamento della connessione legno-acciaio: lo snervamento di connettori a gambo cilindrico, l’attrito tra le parti ed il rifollamento del legno garantiscono buone capacità di dissipazione di energia sismica.

Questo è stato dimostrato da prove sperimentali (Dujic et al. 2010, Ceccotti et al. 2013b) e da sperimentazione al vero in occasione di eventi sismici anche di notevole entità in Cina e Giappone dove gli edifici resistono alle azioni sismiche da centenni; basti pensare alle famose Pagode che sopportano terremoti, anche di considerevole intensità, da quasi mille anni (e sono realizzate addirittura con giunzioni di carpenteria, quindi senza mezzi meccanici di unione).

Le moderne costruzioni in legno sono realizzate con elementi strutturali prefabbricati, ottenuti grazie all'industrializzazione dei processi di lavorazione e produzione degli elementi strutturali. Quindi la costruzione è sempre realizzata con elementi lineari (travi e colonne in legno lamellare o massiccio) e bi-dimensionali (pannelli massicci o intelaiati) assemblati tra di loro a formare la costruzione pluripiano.

Le più recenti tecniche costruttive sono quelle che prevedono l'impiego di pannelli prefabbricati in legno massiccio con tavole a strati incrociati (X-lam) o pannelli intelaiati (light-timber frame) assemblati con il cosiddetto processo di costruzione a piattaforma. Sono edifici in cui sia le pareti verticali che i solai sono realizzati sempre con la stessa tipologia di pannelli assemblati in situ con collegamenti meccanici tra parete e parete e parete-solaio.

Le costruzioni a pannelli intelaiati (light-timber frame), già ampiamente impiegati nei paesi del Nord Europa, in Nord America e in Nuova Zelanda, sono realizzati con pannelli ottenuti da montanti verticali e orizzontali irrigiditi sulle due facce con pannelli a base di legno (OSB, plywood etc.) connessi tra di loro con semplici connessioni meccaniche (piastrine, chiodi, viti etc.). Gli edifici con pannelli X-lam sono stati di recente introdotti in Europa (più di un ventennio fa in Austria), ma erano già in uso in Canada e negli Stati Uniti. Il pannello X-lam è ottenuto dalla sovrapposizione di strati di tavole in cui ciascuno strato è disposto in direzione ortogonale rispetto a quelli adiacenti, ed incollati l'uno all'altro. L'edificio è realizzato grazie all'assemblaggio di pannelli tramite dispositivi meccanici (hold-down e angolari) i quali costituiscono sia le pareti verticali che gli orizzontamenti, ottenendo così una struttura interamente in legno.

Il mercato delle costruzioni in legno in Italia ha subito un incremento di circa cinque volte nel periodo compresa tra il 2006 ed il 2010 e da una recente ricerca condotta da Federlegno esso è destinato ad incrementare ancora del 50% nei prossimi cinque anni. I vantaggi della realizzazione di una struttura in legno risiedono – oltre che nelle caratteristiche di sostenibilità e biocompatibilità - nella rapidità di esecuzione in fase di montaggio trattandosi di elementi modulari prodotti in stabilimento e montati (a secco) in cantiere; questo è il principale vantaggio che rende tali costruzioni competitive rispetto a quelle più tradizionali.

Il rapido sviluppo dell'edilizia delle costruzioni in legno però non è stato parallelamente

affiancato da un altrettanto veloce aggiornamento dei codici normativi (EC5, EC8, NTC/08 etc.), i quali allo stato attuale contengono informazioni in merito ai criteri di progetto e verifica delle singole membrature lignee (classi di servizio, verifiche delle sezioni, verifiche dei collegamenti, etc.), ma non forniscono poche indicazioni in sui criteri di progettazione anti-sismica che siano in linea con i più moderni approcci progettuali. Pertanto la progettazione degli edifici in legno, fin ora, è stata affidata all'esperienza del singolo progettista piuttosto che ad una procedura normativa comunemente condivisa.

Di contro, però, negli ultimi anni la ricerca scientifica sta dimostrando grande interesse nei riguardi dell'analisi del comportamento delle strutture in legno in zona sismica e molti studi e ricerche, sperimentali, numeriche e teoriche, sono finalizzate alla analisi del comportamento elastico ed inelastico di questi edifici quando sollecitati da azioni orizzontali. Lo scopo della ricerca attuale è finalizzato soprattutto alla definizione di metodi di *modellazione* e *progettazione* che consentano di schematizzare e comprendere il *comportamento* strutturale degli edifici in legno. La definizione di questi metodi, probabilmente ancora in fase iniziale e ancora ad un livello piuttosto complesso, dovrà essere la base, poi, per la elaborazione di modelli di calcolo semplificati da poter utilizzare in una comune pratica di progettazione.

La modellazione delle strutture in legno X-lam proposta in ambito scientifico, attualmente, vede l'impiego di schemi sofisticati (elementi shell, molle non-lineari, frame elasto-plastici etc) per simulare il comportamento delle pareti X-lam, ma che consentono, però, di interpretare in modo abbastanza soddisfacente la risposta sismica delle pareti anche in relazione ai risultati ottenuti da prove sperimentali al vero. Risultati di indagini sperimentali e numeriche dimostrano che questi edifici quando correttamente progettati, soprattutto in relazione ai sistemi di connessione, posseggono capacità sismiche elevate e sono capaci di sopportare terremoti di notevole intensità, grazie proprio al comportamento duttile che si sviluppa nelle zone di connessione. Appare logico, quindi, che una corretta progettazione dei sistemi di connessione rappresenta un punto imprescindibile per assicurare un comportamento sismico significativo.

Attualmente la ricerca scientifica sta lavorando alla messa a punto di criteri progettuali per gli edifici lignei che siano in linea con i più moderni approcci del *capacity design*, già ampiamente utilizzati per le altre tipologie costruttive, affidando alle connessioni il ruolo di elemento "debole" dell'intero sistema strutturale.

Le connessioni degli edifici X-lam sono realizzate mediante l'assemblaggio di piattine metalliche (hold-down e angolari) tramite connettori a gambo cilindrico (generalmente chiodi o viti) ai pannelli lignei. Pertanto localmente, a livello di connessione, è indispensabile stabilire un ordine gerarchico "interno" tra gli elementi che definiscono la connessione. In altri termini, è necessario stabilire se le capacità plastiche del sistema

devono essere affidate alle piattine metalliche (assicurando la sovra-resistenza dell'interazione connettori-legno) oppure all'interazione legno-connettori (garantendo la sovra-resistenza delle parti metalliche). Allo stato attuale, facendo riferimento al sistema X-lam tradizionale, cioè realizzato con le connessioni da catalogo commerciale, la tendenza della maggior parte dei ricercatori sembra essere quella di confidare sulle capacità dissipative all'interazione legno-connettori. Questo perché, risultati di test sperimentali hanno evidenziato come utilizzando le connessioni tradizionali (commerciali) non è possibile concentrare la crisi nelle piattine metalliche a causa di premature rotture fragili della piattina stessa.

Di contro, però, una corretta e più spinta progettazione sismica deve oltrepassare questo grossolano modo di interpretare la progettazione strutturale. Infatti, un approccio progettuale moderno deve essere in grado di affiancare alla progettazione in capacità, in duttilità, anche quella che comporti il più basso danneggiamento dei componenti strutturali e non strutturali in occasione di eventi sismici con alto periodo di ritorno. La progettazione di edifici con connessioni tradizionali comporta, senza dubbio, un danneggiamento irreversibile della connessione e anche del pannello ligneo a seguito di eventi sismici. Pertanto, l'obiettivo ideale da perseguire è quello di realizzare sistemi tradizionali caratterizzati da un più basso grado di danneggiamento, affidando il comportamento alle piattine metalliche (o sistemi simili) opportunamente progettate, che evitano rotture irreversibili del legno e consentono una loro sostituzione a seguito di eventi dannosi.

Sistemi X-lam non tradizionali, a basso danneggiamento, sono attualmente già stati realizzati in Nuova Zelanda utilizzando la tecnica della post-tensione. Un tale sistema consente di superare eventi sismici significativi con un danneggiamento che potrebbe, in linea teorica, essere anche nullo se non sono utilizzati elementi deputati alla dissipazione (acciaio dolce, pipe dissipater etc). Questi ultimi, infatti, sono l'unico elemento del sistema che subiscono danneggiamento a causa di una loro plasticizzazione ciclica, ma poiché sono posizionati esternamente alla parete possono essere facilmente sostituiti a seguito del danno subito.

Infine, la messa a punto di modelli sofisticati per l'analisi delle pareti X-lam, oltre a consentire la compressione del comportamento sismico e la definizione di criteri di progettazione rappresenta anche la base di riferimento per la definizione di schemi semplificati con modelli ad aste (ad esempio a telaio equivalente). Tali schemi, tra l'altro costituiscono sicuramente un mezzo di analisi utile e più speditivo ai fini della pratica progettuale.

Capitolo 2

CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE DEGLI EDIFICI A PANNELLI X-LAM

2.1 Tipologie strutturali per edifici in legno

2.1.1 Introduzione

Il legno, come la muratura, può considerarsi come il materiale da costruzione più antico al mondo. Infatti, in passato, il legno era l'unico materiale che, grazie alle sue elevate doti di resistenza flessionale, permetteva di realizzare elementi monodimensionali (o piani) in grado di coprire “grandi luci”. Infatti, oltre alle prime costruzioni risalenti all'età preistorica (palafitte e capanne), anche in tutto l'arco temporale che va dall'epoca Ellenica a quello della Rivoluzione industriale il legno era spesso impiegato per realizzare sistemi di copertura e ponti per attraversamenti fluviali. La memoria storica, ad esempio, testimonia che la copertura del Partenone in Grecia era completamente in legno, infatti fu completamente bruciata da un incendio nel 267 d.C.

Però, con lo sviluppo dell'acciaio, prima, e del calcestruzzo armato, poi, il legno è stato quasi messo da parte e sostituito dai nuovi materiali “artificiali” che apparivano, all'epoca, sicuramente più affidabili e duraturi.

La memoria delle costruzioni in legno è stata, però, custodita soprattutto nelle zone dell'Europa Centrale e Settentrionale grazie alla disponibilità di grandi quantità di materiale, che ha permesso alle piccole costruzioni di conservare il carattere tipologico della costruzione in legno massiccio. Infatti, esistono costruzioni tipo blockhaus risalenti al 1500, oppure le costruzioni a “traliccio” tipiche della Germania e dell'Austria. Lo stesso fenomeno è avvenuto nei paesi Asiatici, dove, da sempre le Pagode o i templi cinesi sono stati realizzati in legno (Fig. 2.1).



a) Edificio blockhaus (BZ)



b) Pagoda (500 d.C.)

Fig. 2.1 Edifici in legno “antichi”

Pertanto, dopo un periodo di quasi totale abbandono, solo relativamente da poco, anche sulla scia del rinnovato interesse (dopo i principali terremoti italiani degli ultimi 40 anni) per il recupero delle costruzioni storiche, il legno sta riconquistando terreno anche per applicazioni strutturali impegnative, superando il luogo comune di materiale di nicchia utile solo per la sostituzione di elementi antichi irrimediabilmente degradati.

Oggi, infatti, grazie soprattutto all'introduzione di processi di lavorazione industriale del legno è possibile realizzare elementi strutturali lineari o piani aventi lunghezze teoricamente “infinite” e forme il più disparate possibili (travi curve, rastremate, centinate, ma anche pannelli X-lam, OSB, LVL etc.).

Il ravvivato interesse delle costruzioni in legno, si è ancor di più accentuato nell'ultimo decennio, anche in Italia, grazie all'introduzione degli *edifici in legno* sul mercato dell'edilizia, che senza dubbio rappresentano oggi un importante punto di partenza per una “rivoluzione” nel campo delle costruzioni.

2.1.2 Classificazione tipologica e strutturale degli edifici in legno

La tradizione costruttiva Italiana non è certamente rappresentata dalle costruzioni in legno, pertanto le tipologie costruttive che si stanno qui diffondendo sono quelle derivanti dalle tecniche costruttive impiegate principalmente nel Nord Europa, ma anche in America del Nord e nei paesi asiatici. Tali edifici sono realizzati impiegando elementi a sviluppo prevalentemente monodimensionale (travi e montanti) oppure elementi bi-dimensionali, quali pannelli (X-lam, LVL etc.), opportunamente collegati tra di loro a formare la scatola lignea.

Tuttavia, gli edifici in legno possono essere classificati, da un punto di vista strutturale, suddividendoli in due grosse categorie in funzione degli elementi impiegati per la loro realizzazione:

1. Le costruzioni massicce;

2. Le costruzioni leggere.

Le costruzioni massicce sono quelle in cui la struttura portante è costituita da pannelli piani di grandi dimensioni oppure da elementi lineari di legno massiccio (o anche lamellare) sovrapposti a formare una vera e propria parete lignea. Appartengono a questa categoria gli edifici a pannelli X-lam e gli edifici blockhaus (o log-house).

Le costruzioni leggere, invece, sono essenzialmente strutture intelaiate. Ricadono in questa categoria la costruzione a telaio leggero (platform frame e balloon frame) la cui struttura portante è costituita da una intelaiatura formata da elementi lineari in legno massiccio o lamellare e contraventata, poi, con pannelli in legno (tipo OSB) e le strutture a telaio classico con nodi rigidi o semi-rigidi (post and beam).

C'è da specificare che la suddivisione in costruzioni massicce e leggere, può essere effettuata anche da un punto di vista tecnologico: le costruzioni massicce sono quelle in cui lo strato di materiale isolante è separato dalla struttura portante, mentre in quelle leggere l'isolamento giace nello stesso piano degli elementi portanti.

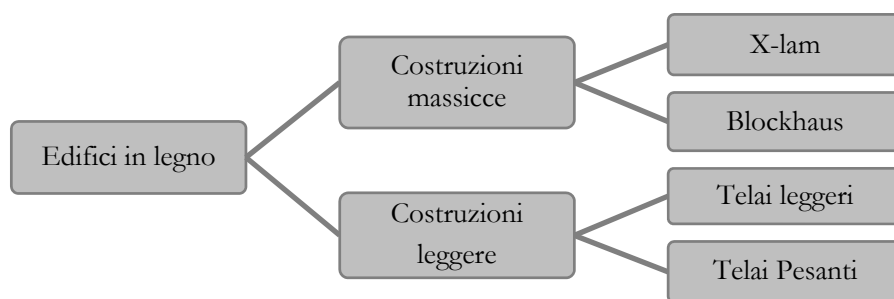


Fig. 2.2 Classificazione degli edifici in legno

Tra le tipologie di costruzioni in legno al momento disponibili, la tecnologia a pannelli X-lam è quella più largamente diffusa sul territorio Nazionale, infatti coprono il 57% degli edifici in legno realizzati in Italia; gli edifici a telaio rappresentano il 31%, mentre il 7% sono tipo blockhaus e il 7% di altra tipologia.

Tralasciando al paragrafo conclusivo di questo capitolo la descrizione degli edifici con pannelli X-lam, di seguito si descrivono brevemente le caratteristiche strutturali che contraddistinguono le succitate tipologie di edifici in legno.

Gli edifici *block-haus* hanno una struttura portante costituita dalla sovrapposizione di elementi lineari di legno massiccio (tondo, bi-lama, tri-lama) o lamellare (di conifera) disposti orizzontalmente a formare una parete a cui sono affidati sia i carichi verticali che orizzontali. Nello specifico, le travi (dette anche *log*) impiegate per costruire le pareti, quando lavorate in stabilimento, possono avere differenti sagome di sezione trasversale e

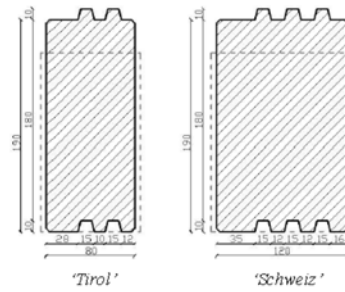


Fig. 2.3 Sezioni delle log

quelle più comunemente utilizzate sono la trave Tirol e la trave Schweiz (Fig. 2.3).

Le connessioni tra le pareti ortogonali sono realizzate mediante intagli o connessioni tradizionali di carpenteria (Fig. 2.4). Il solaio, invece, è costruito con travetti in legno massiccio o lamellare sui quali vengono fissati pannelli a base di legno (OSB, compensato strutturale, etc.). Nella fase di progettazione è necessario tener conto, in modo adeguato, della modalità di trasmissione dei carichi verticali in relazione sia alle caratteristiche di resistenza che di deformabilità, infatti essi si trasmettono per contatto tra i tronchi lignei (o travi) e per tale ragione risultano essere sollecitati in direzione ortogonale alle fibre. Questo comporta, da un lato, che facilmente si può raggiungere il limite di resistenza a compressione in direzione ortogonale (essendo quest'ultima caratterizzata da valori molto bassi) e dall'altro l'instaurarsi di assestamenti, in seguito e durante la costruzione, a causa del basso valore del modulo elastico in direzione ortogonale alle fibre. Mentre i carichi verticali sono trasmessi per compressione ortogonale tra i tronchi di legno fino in fondazione, le azioni orizzontali, trasferite dai solai alle pareti, giungono in fondazione grazie alla resistenza dei giunti (negli spigoli) e all'attrito che si sviluppa tra le travi. La presenza di un buon sistema di connessione è quindi di fondamentale importanza non solo per il contrasto delle azioni orizzontali ma anche per garantire stabilità alle pareti.

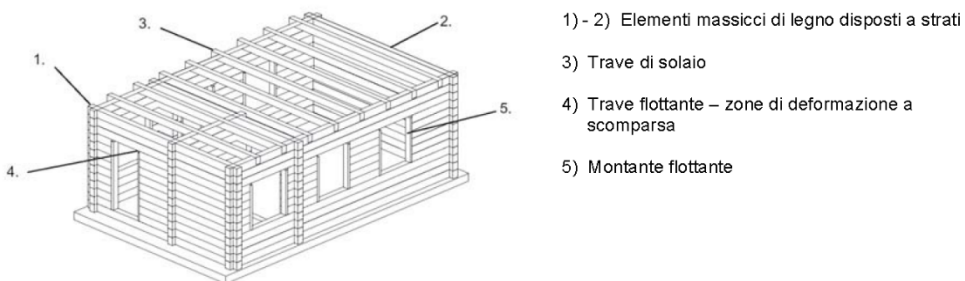


Fig. 2.4 Schema di un edificio blockhaus



Fig. 2.5 Edificio blockhaus (Canazei, Trento - foto A. Sandoli)

Il sistema costruttivo *platform frame* è molto utilizzato per la realizzazione di edifici ad uso residenziale. La tecnica costruttiva trae origine in Nord America, agli inizi del novecento, ma da allora il sistema ha subito alcuni importanti cambiamenti, legati soprattutto alla prefabbricazione degli elementi costruttivi (Fig. 2.6). Tuttavia, il principio di funzionamento rimane semplice.

La parete è costituita da una intelaiatura principale in legno irrigidita da pannelli a base lignea o derivati, che svolgono azione controventante e di tamponamento, collegati meccanicamente su una o entrambe le facce mediante chiodi, viti o graffe metalliche. L'unità resistente minima, in grado di resistere sia ai carichi verticali che orizzontali, è costituita dal almeno tre montanti (disposti a passo compreso tra 40 e 70 cm), da un traverso superiore ed inferiore e da un pannello di tamponatura. Tipicamente i montanti possono essere in legno massiccio, lamellare o LVL, mentre i pannelli di controvento possono essere in OSB, truciolati, compensato o con altri materiali a base di legno. Eventuali aperture per porte e finestre devono essere perimetrare da traversi orizzontali e montanti verticali.



Fig. 2.6 Platform frame (Christchurch, NZ - foto A. Sandoli)

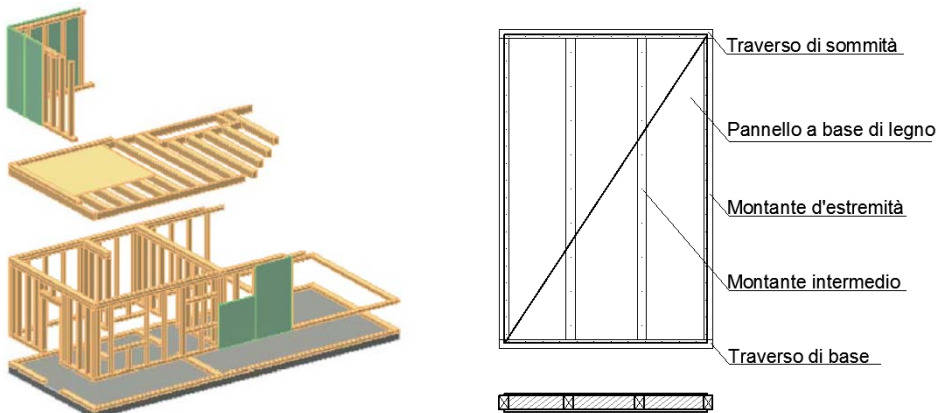


Fig. 2.7 Parete a pannelli intelaiati

Più pannelli affiancati orizzontalmente definiscono la divisione della parete in segmenti (Fig.). E' consigliabile distanziare i pannelli l'uno dall'altro, lungo i bordi, di qualche millimetro, in modo da non impedire le variazioni dimensionali causate dai fenomeni di ritiro e rigonfiamento. E' inoltre opportuno, per quanto possibile, utilizzare pannelli interi lungo l'altezza della parete.

L'affiancamento in orizzontale di più pannelli costituisce una parete aggregata (Fig.2.8) e i pannelli che la costituiscono possono formare un elemento resistente unico (parete singola) o essere collegati da sistemi di connessione lungo i giunti verticali (parete accoppiata).

I solai sono realizzati mediante pannelli intelaiati con travetti disposti allo stesso interasse dei montanti delle pareti verticali e irrigidito nel suo piano tramite l'applicazione, su una o entrambe le facce dell'intelaiatura, di pannelli a base di legno. Devono essere presenti elementi di bloccaggio disposti tra i travetti, in modo da consentire il collegamento dei pannelli lungo tutto il loro perimetro: gli elementi di bloccaggio possono essere correnti in legno oppure nastri metallici perforati.

Generalmente è previsto uno sfalsamento nella disposizione dei pannelli, preferibilmente nella direzione dei travetti. I solai, però, possono essere anche di tipo tradizionale, con travi parallele e tavolato. Qualora venisse adottata questa tipologia di solaio, è opportuno aumentare le sezioni dei montanti delle pareti in corrispondenza degli appoggi delle travi.

Indipendentemente dalla tipologia di solaio, lungo tutto il suo perimetro deve essere previsto un cordolo di collegamento, in grado di assorbire gli sforzi di trazione che nascono quando lo stesso solaio viene caricato dalle azioni orizzontali.

Il solaio di copertura deve essere non spingente e viene di solito realizzato con travi e travetti posti allo stesso interasse dei montanti delle pareti, anche se è frequente in Italia una copertura tradizionale realizzata con travi o capriate. Anche in questo caso è opportuno aumentare le sezioni dei montanti delle pareti in corrispondenza degli appoggi.

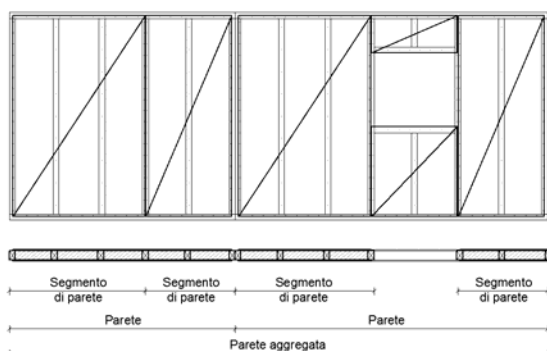


Fig.2.8 Parete aggregata

L'assemblaggio sia in verticale, che in orizzontale delle pareti deve garantire un comportamento scatolare: le pareti verticali hanno funzione di controvento ed i solai devono assicurare un effetto diaframma di piano.

La risposta sismica è legata al comportamento nel piano degli elementi shear walls e ai dispositivi di collegamento che garantiscono l'ancoraggio pannello-pannello lungo la verticale e con la fondazione. Il solaio distribuisce le forze sismiche sulle pareti e ne previene lo sbandamento fuori piano, mentre i collegamenti assicurano la continuità nella trasmissione delle forze lungo la verticale, garantendo quindi l'equilibrio globale del sistema. Il collegamento pannello-pannello e pannello-fondazione è realizzato mediante specifici dispositivi che impediscono il ribaltamento e lo scorrimento: rispettivamente hold-down e angolari. Questi dispositivi sono, e devono, essere ancorati direttamente sul montante di legno e non sul pannello di controvento, per evitare rotture fragili legate allo "strappo" del pannello nella zona di connessione quando sollecitato da azioni sismiche.

E' da precisare, invece, che il sistema a telaio leggero può realizzarsi anche con la tecnica del *balloon frame*, che si differenzia dal platform frame solo per la presenza di colonne continue a tutta altezza, senza interruzione a livello di interpiano. Anche per questo sistema sono necessari pannellature da controvento con elementi a base di legno.

Il sistema *post and beam* (detto anche a telaio pesante), introdotto in Europa a partire dagli anni '60, è molto simile al caso del platform frame, si differenzia da esso per il fatto che non è costruito a piattaforma, ma i pilastri sono continui lungo la verticale, si estendono a più piani e sono posizionati ad a grandi interassi (Fig. 2.9). Le travi sono collegate ai pilastri principalmente con nodi cerniera o semirigidi (raramente sono a nodi rigidi) pertanto necessitano di sistemi di controventamento. Quest'ultimo generalmente viene realizzato mediante controventi monodimensionali oppure pannelli intelaiati uguali a quelli impiegati per i telai leggeri.

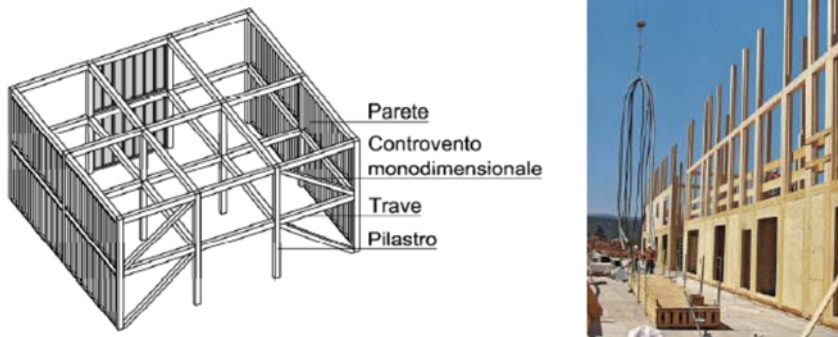


Fig. 2.9 Sistema post and beam

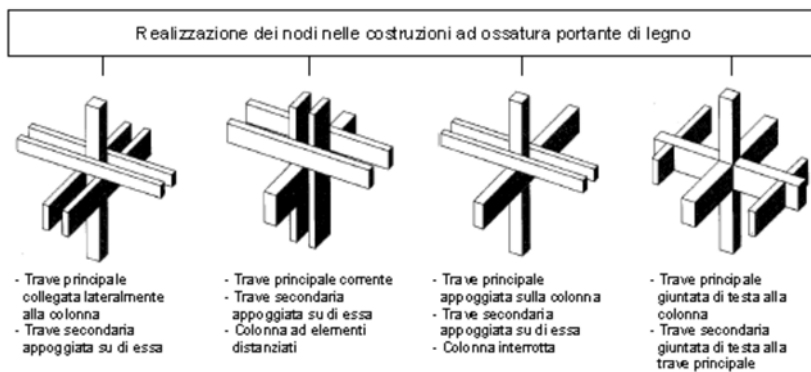


Fig. 2.10 Nodi nelle strutture post and beam (Schickhofer et al., 2010)

Le strutture a telaio pesante possono essere anche realizzate utilizzando anche la tecnica della *post-tensione*. In tal caso i telai che costituiscono l'edificio sono realizzati generalmente con colonne a tutta altezza alle quali vengono collegate le travi post-tese tramite cavi in acciaio armonico passanti all'interno della stessa e opportunamente ancorati alla colonna nella zona nodale (Fig. 2.11sx). In alternativa il telaio può essere realizzato pure con la trave continua e colonne post-tese interrotte ad ogni livello.

Il cavo in acciaio armonico viene ancorato, generalmente, nella parte superiore del nodo per favorire sia l'assorbimento dei carichi sismici ma anche dei momenti negativi indotti dai carichi gravitazionali (Fig. 2.11dx). Nella sezione di attacco trave-colonna si sviluppa un meccanismo resistente a flessione garantito dalla coppia interna sviluppata tra la risultante di trazione dell'acciaio armonico e di quella di compressione in direzione ortogonale alle fibre dovuta al contatto legno-legno. In aggiunta, nella zona nodale, possono inserirsi dei dispositivi metallici (ad ex. barre di armature in acciaio dolce o veri e propri dissipatori) che garantiscano la dissipazione dell'energia sismica. Ovviamente, la progettazione di questo sistema deve seguire criteri ben precisi che sono descritti, ad

esempio, in STIC, 2013.

Questa tecnica costruttiva, detta *low-damage*, è stata introdotta nell'Università di San Diego in California (negli anni '90) per le strutture prefabbricate in calcestruzzo armato e contestualizzate, poi, al caso del legno dall'Università di Canterbury in Nuova Zelanda. Si tratta di sistemi ad alte prestazioni sismiche che accoppiano i vantaggi del meccanismo di rocking (che garantisce resistenza al ribaltamento e auto-ricentraggio) a quello della dissipazione energetica (Sarti et al. 2012a).

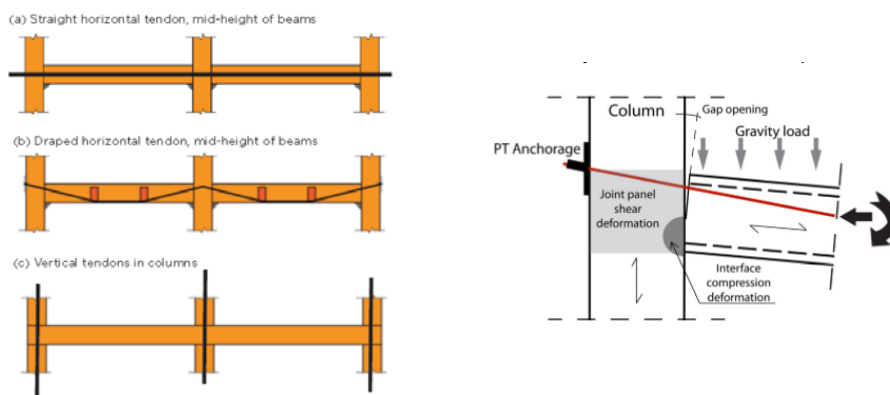


Fig. 2.11 Telai post tesi: sx) tipologie di post-tensione, dx) nodo



Fig. 2.12 Nodo trave-colonna di un edificio post-teso (Christchurch - NZ)

2.2 Il pannello X-lam: caratteristiche geometriche e meccaniche

2.2.1 Caratteristiche geometriche

Lo sviluppo della tecnologia industriale del legno ha dato un forte impulso alla diffusione delle strutture in legno grazie alla possibilità di poter realizzare elementi lignei di dimensione e forma desiderata.

I prodotti derivati dal legno si suddividono in due grandi famiglie: gli elementi *lineari* e gli elementi *piani*. Appartengono alla prima le travi in legno massiccio (in tutte le sue sottocategorie: duo, trio, KVH etc.) e in legno lamellare. Invece, gli elementi piani si dividono in ulteriori due categorie, quella dei pannelli compensati (con strati di tavole orientati tutte nella stessa direzione) e quella degli stratificati (con strati di tavole incrociati).

Il pannello X-lam, insieme alle travi in legno lamellare, rappresenta uno degli elementi strutturali di maggior impiego nella moderna architettura del legno. Si tratta di un elemento bi-dimensionale costituito da più strati di tavole, sovrapposti e incollati l'uno sull'altro in modo che la fibratura del singolo strato sia ruotata, nel piano del pannello, di 90° rispetto agli strati adiacenti superiori e inferiori (Fig. 2.13).

Le tavole hanno uno spessore variabile tra 10 e 40-45 mm e larghezza tra 80 e 240 mm; il numero di strati varia, in numero dispari, da tre a sette strati.

Così come per la maggior parte degli elementi in legno ad uso strutturale anche il pannello X-lam è realizzato in legno di conifera e principalmente in abete rosso, ma sono disponibili anche varianti in legno di larice o di douglasia.

La tecnica di produzione del pannello X-lam segue esattamente le stesse fasi produttive del legno lamellare, infatti tutte le tavole impiegate sono preventivamente classificate (a vista o a macchina) e assegnate ad una determinata classe di resistenza.

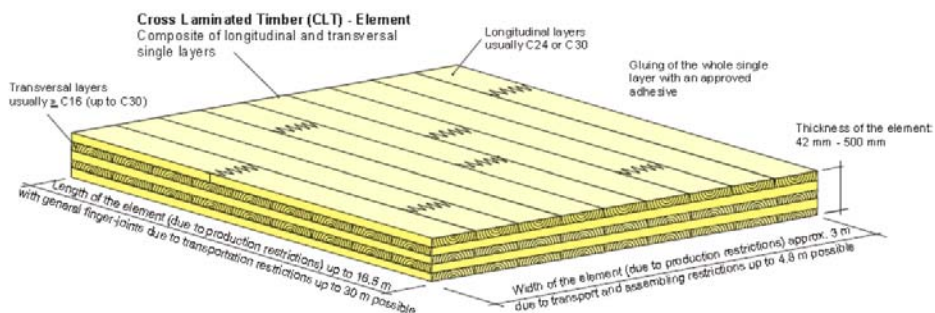


Fig. 2.13 Il pannello X-lam

Le tavole, portate ad una umidità standard del 12%, vengono giuntate di testa, in senso longitudinale, mediante giunti a pettine o a mini-dita (finger joint) impregnati di colla,

realizzati con macchine a controllo numerico. Ogni strato, poi, è reso solidale a quelli adiacenti (e disposti con fibratura a 90°) mediante incollaggio. Nella maggioranza dei casi l'incollaggio si realizza solamente tra gli strati orizzontali di tavole e non tra le facce verticali delle lamelle. In alcuni casi le facce verticali delle lamelle possono essere accostate tra di loro con scanalature oppure possono essere leggermente inclinate a profilo conico (Fig. 2.14).

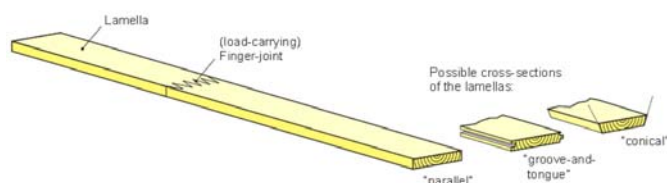


Fig. 2.14 Profilo longitudinale della lamella

E' da sottolineare che l'incollaggio, sia tra gli strati che tra i giunti a pettine, non rappresenta un punto di "debolezza" dell'elemento, ma al contrario lo strato di colla può ritenersi infinitamente resistente rispetto al legno delle tavole, infatti la EN 1194-1999 stabilisce le regole specifiche per la realizzazione del giunto basandosi proprio su questo presupposto.

I collanti impiegati sono esattamente gli stessi utilizzati per la produzione del legno lamellare incollato: adesivi classici a base di formaldeide (MUF, melanina-urea-formaldeide) e quelli più recenti a base di poliuretani, con una prevalenza di questi ultimi a causa di una migliore predisposizione all'applicazione in condizioni particolari.

Una volta applicato lo strato di colla il pannello viene pressato sotto i letti di pressaggio in modo da agevolare al meglio la presa tra gli strati. A ciò segue la fase finale di finitura (piallatura) e quindi di stoccaggio (Fig. 2.15).



Fig. 2.15 Fasi di realizzazione del pannello

Si ottiene così un compensato di tavole che gode inoltre di ottima stabilità dimensionale, non risente, cioè, delle possibili variazioni dimensionali indotte dal comportamento igroscopico del legno. Infatti, la presenza di una doppia orditura di tavole, incollate tra di loro, impone sempre la medesima deformazione nelle due direzioni del piano del pannello. Al contrario, nel caso di pannelli stratificati, la presenza di tavole disposte a fibratura orientata tutta nello stesso verso genera deformazioni “igroscopiche” differenti nelle due direzioni del piano.

Il pannello, in linea teorica, può essere realizzato di qualsiasi dimensione ma per ragioni pratiche di trasporto o di disponibilità di grandi ambienti negli stabilimenti produttivi, hanno delle lunghezze massime fino a 24 metri e altezze fino a 4.8 metri. Per ragioni costruttive in genere si realizzano di altezza pari a quella tipica di interpiano di edificio.

2.2.2 Caratteristiche meccaniche

Il pannello X-lam è formato da una serie di strati di tavole di legno con fibratura di ciascuno strato disposta ortogonalmente rispetto a quelli adiacenti. Ogni strato, preso singolarmente, possiede un comportamento mono-direzionale dipendente dalle caratteristiche elasto-meccaniche del legno massiccio e dalla direzione di applicazione del carico (Fig. 2.16).

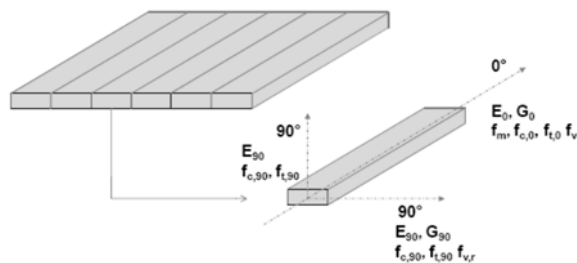


Fig. 2.16 Caratteristiche meccaniche di uno strato di tavole

Ovviamente, poi, la sovrapposizione di più strati di tavole incrociati realizza un pannello con caratteristiche di resistenza e deformabilità, ma anche di versatilità di impiego, del tutto differenti rispetto a quelli stratificati. Il pannello, infatti, possiede un comportamento *ortotropo* con resistenza e rigidezza differenti nelle due direzioni principali del piano: nella direzione in cui sono orientate un maggiore numero di strati di tavole la resistenza e la rigidezza sono superiori rispetto alla direzione ad essa ortogonale, essendo generalmente costituito da un numero dispari di strati di tavole.

La conformazione geometrica a strati incrociati conferisce al pannello X-lam la possibilità di resistere sia ai carichi applicati ortogonalmente al piano medio, che a quelli parallelamente al piano medio, e quindi di comportarsi come elemento *piastro* oppure

come *lastra*. Questa duplice possibilità di impiego consente di realizzare edifici in legno dove sia le pareti verticali (*lastra*) che i solai (*piastra*) sono realizzati con pannelli X-lam.

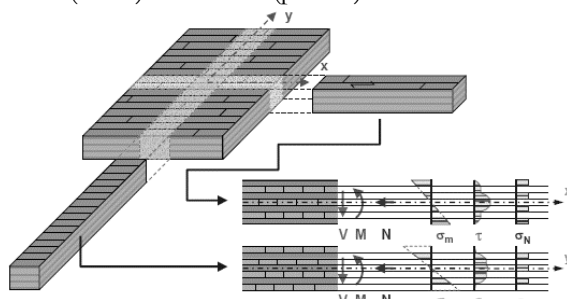


Fig. 2.17 Stato tensionale nelle due direzioni

Lo stato tensionale interno dell'elemento piastra (solaio) può essere determinato adoperando differenti metodi proposti in letteratura, ma tutti basati sulla teoria delle sezioni composte in legno (Fig. 2.17). In realtà, la determinazione dello stato di tensione di un elemento inflesso è condizionato anche dal cosiddetto problema del *rolling shear* (taglio da rotolamento) che si attiva negli strati di tavole disposte in direzione ortogonale (Fig. 2.18). Infatti, negli strati ortogonali di un elemento inflesso (solaio) si determinano tensioni tangenziali dirette in direzione ortogonale alle fibre che, a causa del modesto valore di resistenza e rigidità a taglio in tale direzione ($G_R = G/10$), può provocare oltre che la crisi del materiale anche un notevole incremento di deformazione e quindi problemi di funzionamento in condizioni di esercizio.

Il metodo generale proposto dall'EC5 per il calcolo delle sezioni composte è il cosiddetto *metodo γ* il quale tiene conto dell'influenza dei sistemi di connessione meccanici disposti tra i diversi pezzi di legno che compongono la sezione. Tale metodo può essere adattato anche al caso dell'X-lam, assimilando lo strato "debole" (a fibratura ortogonale rispetto alle azioni tangenziali) ad una serie di connettori equivalenti uniformemente distribuiti su tutta la lunghezza del pannello (Gubana, 2015).

Oppure, in Karacabeyli (2013) è stato messo a punto un metodo (*shear analogy method*) per l'analisi sezionale del pannello X-lam inflesso. Tale metodo schematizza il pannello come costituito da due travi ideali a ciascuna delle quali è specifica rigidità flessionale e/o tagliente, e permette di determinare lo stato tensionale della sezione.

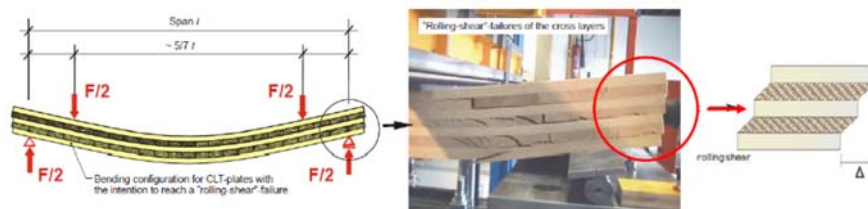


Fig. 2.18 Scorrimento da rolling shear

Secondo Blass & Fellmoser (2004b) e anche a parete dello scrivente (Di Micco, 2015), il fenomeno del rolling shear non influenza in modo significativo il comportamento dei pannelli in termini di resistenza e deformazione, se non per rapporti di snellezza L/h (luce/altezza del pannello) inferiori a 30. Ciò vuol dire che per solai ordinari è possibile trascurare il fenomeno e di conseguenza determinare lo stato tensionale interno assimilando la sezione ad una sezione composta a connessione infinitamente rigida, ma trascurando completamente il contributo degli strati “deboli”.

Nel caso delle pareti verticali che esibiscono un funzionamento a lastra, invece, non si evidenziano specificità di comportamento in relazione applicati. In questo caso, la rigidità nel piano non è influenzata dal rolling shear nelle tavole ortogonali. Esse, infatti, intervengono nella rigidità flesso-tagliante del pannello solo con il loro comportamento flessionale.

Il pannelli verticali sono gli elementi deputati a contrastare le azioni orizzontali (da sisma o da vento) ed il flusso dei carichi verticali, pertanto sono sollecitati da azioni agenti nel piano medio. Lo stato tensionale del pannello può, con buona approssimazione, essere determinato trascurando la resistenza offerta dagli strati a fibratura orizzontale, considerando quindi solamente quelli a fibratura verticale.

2.3 Gli edifici a pannelli X-lam

La costruzione massiccia a pannelli X-lam rappresenta la tecnologia attualmente più impiegata per la realizzazione di edifici in legno in Europa. L'intero edificio è realizzato con pannelli a strati incrociati disposti in verticale (pareti) e in orizzontale (solai), questo grazie alla loro versatilità di impiego sia come elemento lastra che come piastra.

Generalmente, i pannelli sono realizzati con una altezza pari a quella di interpiano degli edifici e di lunghezza ipoteticamente infinita, ma limitata solo per problemi di produzione in stabilimento o di trasporto.

La parete lignea nella direzione longitudinale può essere realizzata con un pannello (forato) di lunghezza pari al lato dell'edificio (*parete singola*) oppure può essere ottenuta da una serie di pannelli accostati tra di loro (*pareti accoppiate*), assemblati mediante unioni meccaniche lungo una giunzione verticale. Si tratta, ovviamente, di tecniche costruttive differenti che possono condurre a comportamenti strutturali anche significativamente dissimili in funzione del grado di rigidità raggiunto dalla connessione verticale tra pannello e pannello.

La costruzione in X-lam, prodotta in stabilimento, nasce come una struttura labile e che pertanto deve essere assemblata in cantiere in modo da ottenere una *struttura scatolare* con sufficiente grado di iperstaticità. I pannelli devono essere mutuamente collegati sia lungo la verticale (pannello-pannello e pannello-fondazione) sia all'incrocio tra due pareti ortogonali (martelli e cantonali), ed entrambe, poi, tutte ben “ammorsate” ai solai di

interpiano. In altri termini, l'assemblaggio deve realizzare una struttura monolitica, con un comportamento globale tridimensionale analogo a quello richiesto negli edifici "moderni" in muratura, edifici della terza classe secondo Pagano, 1968 (Fig. 2.19).

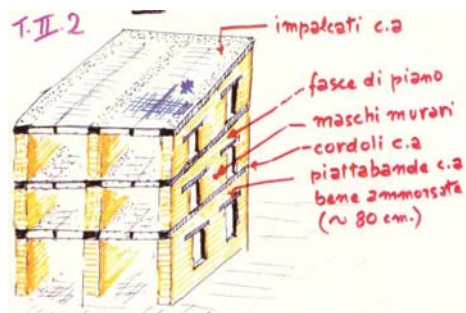


Fig. 2.19 Edificio in muratura "moderno" (Pagano, 1990)

Il collegamento tradizionale pannello-pannello e pannello-fondazione viene realizzato impiegando due sistemi di connessione meccanici, ognuno dei quali svolge una specifica funzione strutturale:

- *hold-down*;
- *angolari*.

Gli hold-down e gli angolari sono piattine metalliche collegate ai pannelli lignei mediante mezzi di connessione a gambo cilindrico (generalmente chiodi o viti). Sia gli hold-down che gli angolari rappresentano l'unico presidio nei confronti delle azioni sismiche agenti nel piano della parete, e costituiscono, di fatto, l'unica fonte di dissipazione energetica in caso di eventi sismici. I primi hanno il compito di contrastare la trazione indotta dalle azioni ribaltanti di piano, mentre i secondi di contrastare il tagliante di piano; il flusso dei carichi verticali, invece, viene trasmesso per semplice contatto legno-legno tra un pannello e l'altro (o tra pannello e fondazione) (Fig. 2.20).

I solai, anch'essi realizzati con pannelli X-lam, assicurano il collegamento tra le diverse pareti, impedendone il ribaltamento fuori piano e garantendone la ripartizione dell'azione sismica tra le pareti di controvento.

Si ottiene così una struttura con comportamento scatolare, il cui risposta strutturale tridimensionale è assicurata dall'intima collaborazione di tutti gli elementi che la compongono.

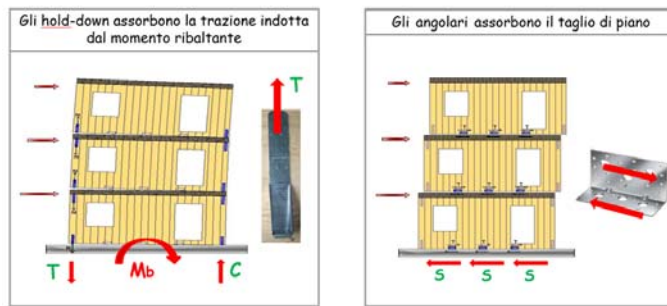


Fig. 2.20 Comportamento hold-down (dx) e angolari (sx)

Le connessioni svolgono un ruolo fondamentale nella risposta sismica (nel piano e fuori piano) di queste strutture, pertanto è necessario che esse siano correttamente dimensionate e soprattutto correttamente posizionate nell'organismo strutturale.

Più in dettaglio, si contraddistinguono diversi tipi di connessione meccanica:

1. pannello-fondazione
2. pannello-solaio-pannello
3. parete-parete
4. solaio-solaio

Il collegamento pannello-fondazione è realizzato con hold-down e angolari che ripristinano la continuità flessionale e tagliante lungo la verticale dell'intera parete. Alcuni esempi realizzativi sono riportati in Fig. 2.21. E' sempre necessario che tali elementi di connessione siano sempre presenti su entrambe le facce della parete. Molto spesso è buona norma inserire un dormiente in legno (detto anche trave radice), di una specie legnosa più durevole (ad esempio legno di latifoglia) tra il pannello e la fondazione, atto ad evitare problemi di marcescenza del pannello causati dalla risalita capillare di acqua.

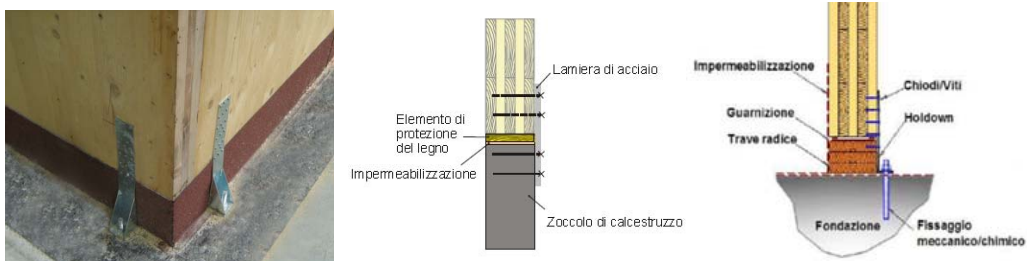


Fig. 2.21 Collegamento parete-fondazione

Il collegamento pannello-solaio-pannello è sempre realizzato con hold-down e angolari disposti sia all'interno che all'esterno della parete. Gli elementi esterni devono essere passanti lungo la verticale e collegare direttamente la parete inferiore con quella

superiore. Allo stesso modo, per quelli interni deve essere sempre previsto un collegamento passante che collega i pannelli superiori e inferiori con il solaio (Fig. 2.22).

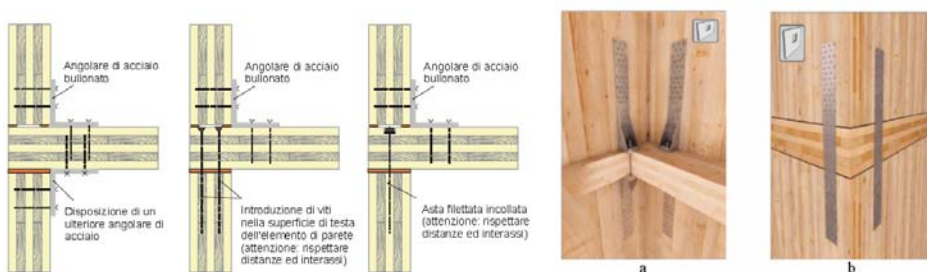


Fig. 2.22 Collegamento parete-solaio-parete

Il collegamento parete-parete deve assicurare il collegamento tra le croci di muro e tra i cantonali (Fig. 2.23). Questi collegamenti sono realizzati sempre con connessioni di tipo meccanico (connettori a gambo cilindrico e profili in legno o in acciaio).



Fig. 2.23 Collegamenti parete-parete

Per motivi di trasporto le dimensioni dei pannelli sono limitate, pertanto si rendono necessarie la realizzazione di giunzioni tra i pannelli per realizzare il collegamento solaio-solaio. Un possibile collegamento è il giunto ad intaglio bullonato, esso viene realizzato nella direzione portante del solaio dal momento che può essere trasferito solo il taglio e non la flessione (si realizza una cerniera cilindrica). La continuità flessionale, invece, può essere ristabilita con una giunzione con coprigiunti e bulloni; essa si realizza inserendo nella parte superiore e inferiore della giunzione elementi di legno (compensato, piallacci, Kerto) collegati poi con connettori meccanici (Fig. 2.24).

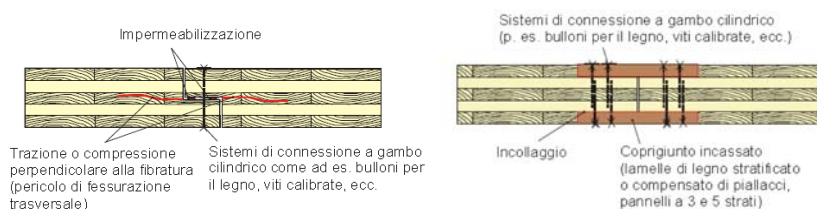


Fig. 2.24 Collegamenti per i pannelli di solaio

Gli edifici a pannelli X-lam collegati da hold-down e angolari rappresenta la tecnologia costruttiva tradizionalmente impiegata in Italia e nel resto d'Europa. Ma esistono tecniche costruttive cosiddette *low-damage*, introdotte nell'Università di Canterbury in Nuova Zelanda, in cui la resistenza alle azioni orizzontali è ottenuta con la tecnica della *post-tensione* (Sarti et al. 2012a).

In tal caso la parete, singola o accoppiata, continua a tutta altezza o costituita da pannelli sovrapposti lungo la verticale, è posta in tensione da cavi in acciaio armonico (non aderenti) che conferiscono la resistenza al ribaltamento (rocking) tramite il ricentraggio (self-centering). In aggiunta, si possono posizionare alla base della parete sistemi di dissipazione di energia costituiti, ad esempio, da barre di acciaio dolce o veri e propri dissipatori (pipe). Più in dettaglio, nel caso di pareti accoppiate la dissipazione può essere ottenuta anche con dissipatori metallici con profilo ad U posizionati nella zona di contatto tra le due pareti (Fig.2.25).

Il basic concept di questo sistema è che il moto sismico è accomodato attraverso un meccanismo di rocking controllato tra gli elementi lignei, sviluppando allungamenti elastici del cavo (non aderente) e con dissipazione di energia grazie allo snervamento di elementi in acciaio dolce (anche gli stessi hold-down) o altri dispositivi di dissipazione.

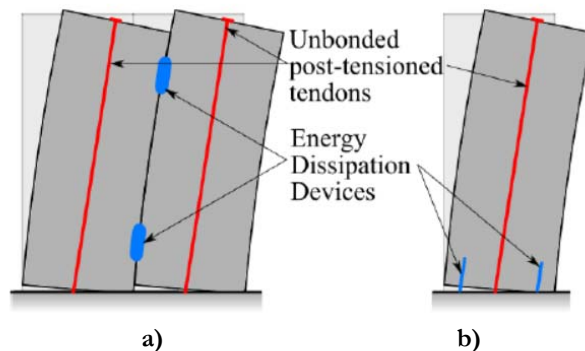


Fig. 2.25 Pareti X-lam post-tese: a) parete singola, b) parete accoppiata (Sarti et al., 2012a)

Capitolo 3

ANALISI DELLO STATO DELL'ARTE

3.1 Introduzione: il ruolo delle connessioni nel comportamento sismico e criteri di modellazione

Gli edifici multipiano in legno X-lam rappresentano una tipologia costruttiva che si sta diffondendo in maniera veloce sul territorio grazie alle sue eccellenti doti di resistenza a terremoti anche di notevole intensità (Dujic et al., 2010; Ceccotti et al., 2008). Infatti, il connubio tra la leggerezza strutturale (circa 1/5-1/4 del peso di una struttura in c.a.) e di conseguenza le ridotte azioni sismiche correlata a tale massa, la sostenibilità e la rapidità di esecuzione rendono queste strutture molto competitive rispetto a quelle tradizionali. D'altra parte, però, la scarsa duttilità posseduta dal legno strutturale, e la presenza di molte zone di connessione tra gli elementi prefabbricati potrebbe condurre a perdite di stabilità se non perfettamente connessi tra di loro.

La duttilità globale della struttura rappresenta, oramai, una risorsa fondamentale per il superamento di eventi sismici con alto periodo di ritorno. Nel caso specifico delle costruzioni in legno essa può essere ottenuta grazie al comportamento plastico che si concentra nelle zone di connessione meccanica tra le membrature, i quali rappresentano l'unica fonte di dissipazione plastica.

Nel edifici a pannelli massicci X-lam tradizionali il comportamento duttile globale è ottenuto grazie alla plasticizzazione delle zone di connessione. Gli hold-down, predisposti per l'assorbimento della trazione indotta dalle azioni ribaltanti, dissipano energia con plasticizzazione ciclica a trazione, mentre gli angolari, che assorbono il taglio di piano, possono dissipare a taglio. La compressione, indotta sia dai carichi verticali che dalle azioni orizzontali è assorbita dal contatto legno-legno o legno fondazione (quando al piano terra non vengono interposti dormienti lignei tra pannello e fondazione), che a causa delle azioni ribaltanti provoca uno schiacciamento (irreversibile) del legno in direzione

ortogonale alle fibre (Fig. 3.1). L'elevata rigidezza e resistenza del pannello nel proprio piano rispetto alle connessioni induce ad l'ipotesi di pannello infinitamente rigido e che pertanto tutto il comportamento in campo elastico ed inelastico in termini sia di resistenza che di duttilità è governato dai sistemi di connessione.

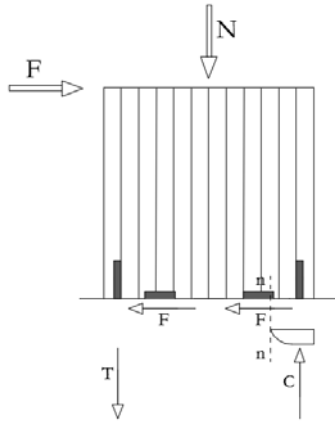


Fig. 3.1 Comportamento plastico della zona di connessione

3.1.1 Resistenza e duttilità delle connessioni: note generali

Le costruzioni in legno essendo realizzate con un materiale di base (legno strutturale) a comportamento spiccatamente fragile per sollecitazioni parallele alla fibratura non potrebbero di per se manifestare un comportamento dissipativo sotto azioni sismiche, ma la presenza delle connessioni meccaniche rende queste strutture capaci di esibire una risposta plastica non trascurabile. Come è noto i collegamenti delle strutture lignee si suddividono in due grosse categorie: le unioni tradizionali di carpenteria e le unioni meccaniche.

Le *unioni tradizionali*, che si ritrovano per lo più nelle strutture lignee antiche, non prevedono l'uso di dispositivi metallici e sono ottenute mediante intagli praticati nelle membrature lignee che consentono di realizzare delle unioni ad “incastro” tra gli elementi. Queste lavorazioni, che in passato venivano realizzati ad ascia, oggi si eseguono con macchine a controllo numerico. L'unione tradizionale permette di trasferire, per contatto, prevalentemente sollecitazioni di compressione (ad esempio unioni a dente semplice, doppio etc. – Fig. 3.2 a), ma anche di taglio (unioni a mezzo legno o a coda di rondine – Fig. 3.2 d e Fig. 3.2 e) o trazione (a dardo di Giove, unioni a dente retto - Fig. 3.2 b e Fig. 3.2 c). Questo tipo di connessioni, che realizzano al più un vincolo monolatero, non offrono alcun tipo di dissipazione energetica (a meno di scorrimento tra le parti) e quindi non possono essere impiegati per edifici in zona sismica.

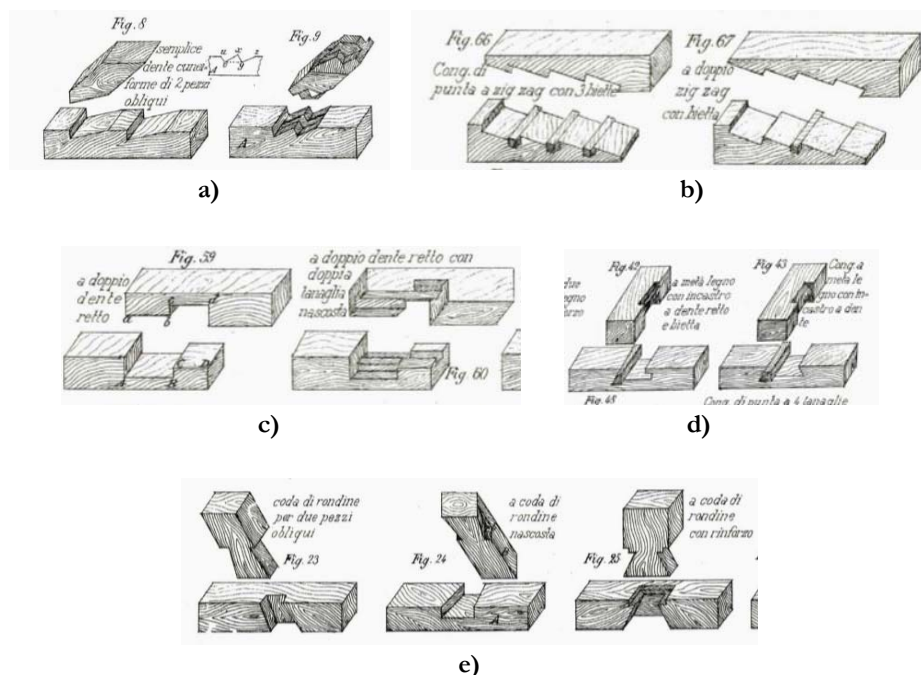


Fig. 3.2 Unioni tradizionali di carpenteria: a) a dente doppio, b) a dardo di Giove, c) a dente retto, d) a mezzo legno, e) a coda di rondine

Le *connessioni meccaniche* sono realizzate con connettori metallici (a gambo cilindrico, squadrette, graffette, piastre dentate etc. – Fig. 3.3) generalmente posizionati in modo da assorbire sollecitazioni di taglio, in grado di connettere tra di loro due o più pezzi di legno (unioni legno-legno) o elementi di legno con piastre metalliche (unioni-legno acciaio). Queste connessioni possono esibire un significativo comportamento duttile che si sviluppa grazie all'interazione tra snervamento degli elementi metallici ed il rifollamento del legno. I meccanismi duttili, però, si possono attivare solo nella misura la connessione è stata progettata in modo da allontanare pericolose rotture fragili (splitting, effetti di gruppo, etc.), ottenuto rispettando le distanze dei connettori rispetto ai bordi del collegamento e le spaziature tra essi.

Il comportamento duttile e la resistenza della connessione, nel caso di unione con elementi a gambo cilindrico dipende da molteplici fattori tra cui:

- snellezza dei connettori;
- tipo di connettore;
- angolo di inclinazione del connettore all'interno del collegamento.

In Fig. 3.4 è riportato un confronto del legame ciclico forza-spostamento rispettivamente di una unione con connettore snello (caso “a”) e una con connettore tozzo (caso “b”), dove per snellezza si intende il rapporto tra il diametro del connettore e lo spessore dell'elemento ligneo. Nel primo caso la crisi si verifica con lo snervamento del

connettore accompagnato da rifollamento del legno: il legame F- δ è caratterizzato da un ciclo isteretico abbastanza “ampio”, ma con leggero pinching a causa del gap che deve essere recuperato nel foro nella fase di scarico. Nel secondo caso, invece, il ciclo presenta una minore dissipazione isteretica e una zona di pinching molto più accentuata, conseguenza di una crisi per solo rifollamento del legno, con un gap molto più ampio dovuto allo scorrimento del connettore. In definitiva, le connessioni con connettori più snelli presentano migliori capacità dissipative di quelle con connettori di grosso diametro.

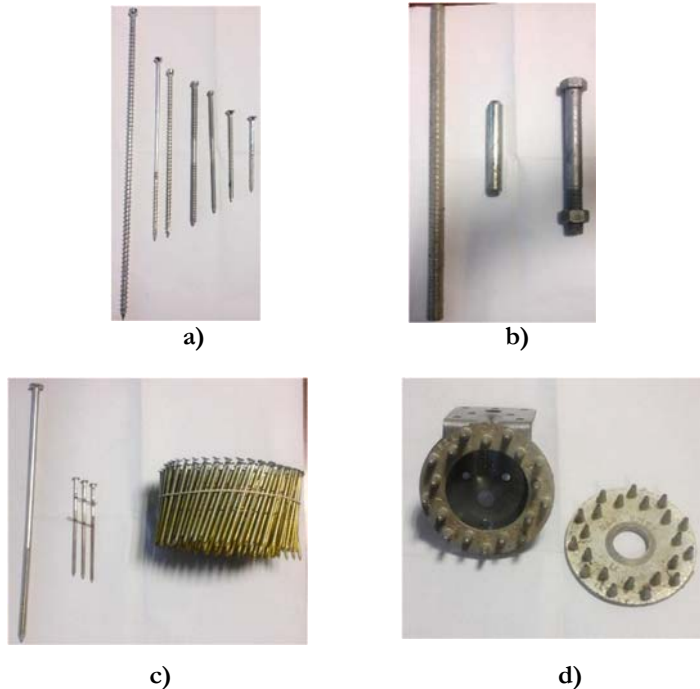


Fig. 3.3 Tipi di connettori. a) viti, b) bulloni e spinotti, c) chiodi, d) piastre dentate (foto A. Sandoli)

L'interazione del connettore con il legno penalizza il comportamento ciclico della connessione, infatti se la crisi sarebbe governata solamente dallo snervamento ciclico del connettori il ciclo corrisponderebbe a quello dell'acciaio.

La duttilità del collegamento è influenzata anche dal numero di connettori impiegati, infatti l'impiego di un elevato numero di mezzi di unione costituisce un fattore di infragilimento della connessione.

Infine, anche il tipo di connettore impiegato modifica il comportamento della connessione, infatti a parità di tutte le condizioni connettori come chiodi e viti consentono di conseguire un comportamento duttile più accentuato rispetto a perni, bulloni o spinotti (Fig. 3.4 b).

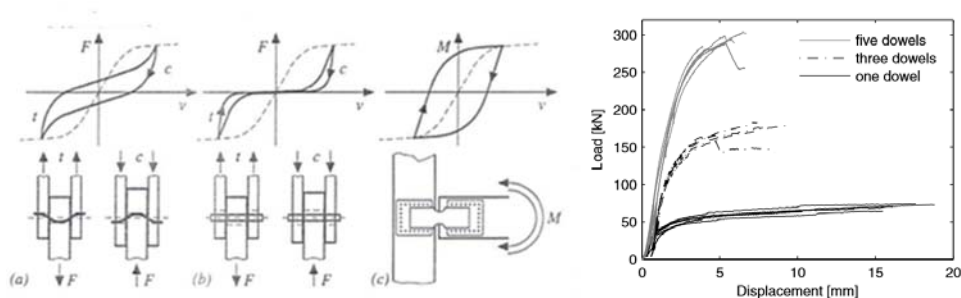


Fig.3.4 Comportamento ciclico di una connessione

Più di recente sono state introdotte anche connessioni a taglio che prevedono la disposizione di connettori a gambo cilindrico disposti in maniera inclinata rispetto alla fibratura del legno. Questa disposizione, rispetto a quella classica che vede i connettori disposti perpendicolarmente alle fibre, consente di raggiungere livelli di resistenza più elevati, ma con una conseguente riduzione di duttilità.

E' interessante sottolineare che allo stato attuale per il calcolo delle connessioni meccaniche sono disponibili delle formulazioni analitiche, reperibili anche nei codici normativi nazionali ed internazionali, che consentono di determinare la resistenza della connessione (Johansen, 1949); al contrario non esistono formulazioni che conducono alla definizione del livello di duttilità raggiunto da una determinata connessione e occorre per forza riferirsi a prove sperimentali.

La duttilità della connessione rappresenta un requisito fondamentale per la risposta sismica delle strutture in legno, in quanto rappresentano l'unica sede di formazione di "cerniere" plastiche. Gli elementi lignei, infatti, sono caratterizzati da un comportamento elasto-fragile e non ammettono nessun tipo di plasticizzazione (Fig. 3.5).

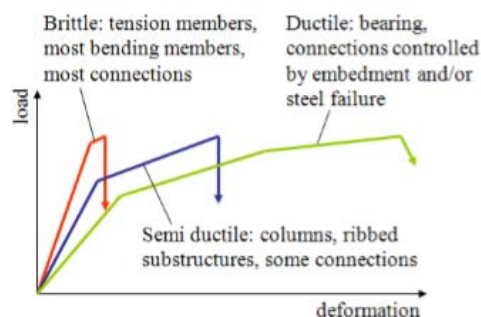


Fig. 3.5 Comportamento delle connessioni

3.1.2 Modelli di comportamento delle connessioni nelle strutture X-lam

Il comportamento sismico degli edifici a pannelli X-lam è condizionato in maniera significativa dalle connessioni meccaniche tra i pannelli, pertanto una corretta comprensione, prima, e modellazione, poi, dei collegamenti meccanici rappresenta un passo ineludibile nella schematizzazione globale delle pareti.

In letteratura sono reperibili risultati di prove sperimentali che hanno investigato il comportamento ciclico di connessioni con hold-down e angolari, sulla base delle quali è stato possibile calibrare dei modelli ciclici teorici utili ai fini dello svolgimento di analisi numeriche su pannelli singoli o su pareti intere.

Ad esempio una campagna sperimentale svolta da Gavric et al. (2011a) ha analizzato il comportamento degli hold-down e degli angolari sollecitati rispettivamente a trazione e a taglio ciclico, evidenziandone le eccellenti performance comportamentali.

Più in dettaglio, nelle Fig. 3.6 e 3.7 sono rappresentati i diagrammi forza-spostamento per gli hold-down e per gli angolari. Il ciclo isteretico di queste connessioni è caratterizzato da una significativa dissipazione di energia, pinching, degrado di resistenza e rigidezza e da un ramo softening dopo il raggiungimento picco di resistenza. Gli hold-down, a differenza degli angolari, hanno un comportamento non-simmetrico in quanto l'instabilità locale rende nullo il loro contributo per sollecitazioni di compressione.

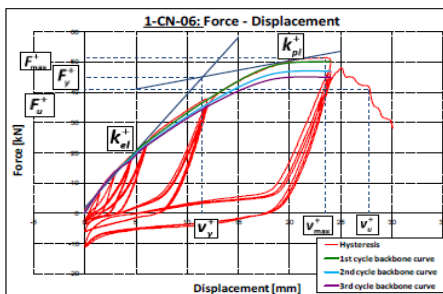


Fig. 3.6 Comportamento ciclico di una connessione con hold-down

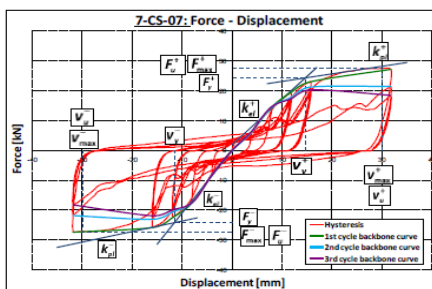
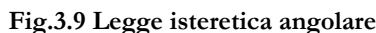
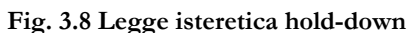


Fig. 3.7 Comportamento ciclico di una connessione con angolari



Questo modello meccanico di comportamento delle connessioni rappresenta, tra quelli proposti in letteratura, quello descrive in maniera più accurata la risposta ciclica reale degli hold-down e degli angolari e che ben si presta a descrivere il comportamento di pannelli lignei.

Anche altri autori utilizzano legami forza-spostamento caratterizzati da una curva di inviluppo simile a quella prosposta da Gavric et al. (2011a). Ad esempio Dujic et al. (2010) propongono un legame del tipo rappresentato nella Fig. 3.10 rispettivamente per gli hold-down per gli angolari. Gli autori stessi fanno notare, però, come la complessità del legame conduce, molto spesso, a problemi di instabilità numerica del solutore impiegato per le analisi (nel caso specifico SAP2000) e pertanto adottano una semplificazione di questo legame, come rappresentato nella Fig. 3.11.

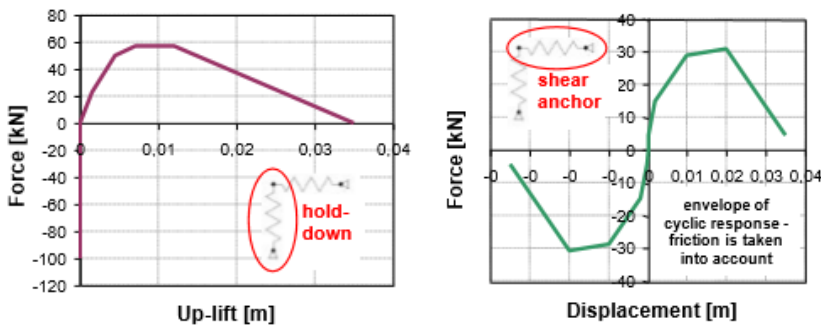


Fig. 3.10 Legame costitutivo degli hold-down (dx) e degli angolari (sx)

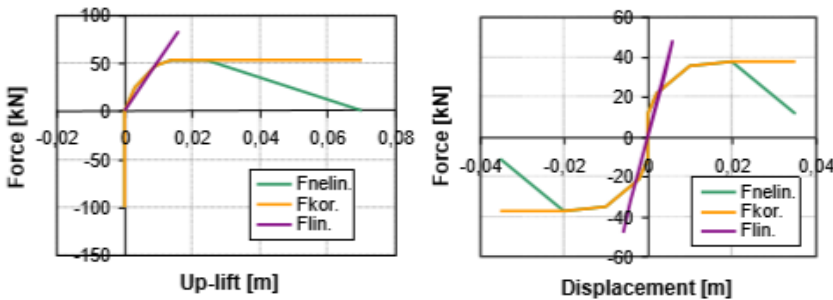


Fig. 3.11 Legame costitutivo semplificato degli hold-down (dx) e degli angolari (sx)

Una ulteriore semplificazione di questi modelli che simulano il comportamento di hold-down e angolari è suggerita in Embury & Karacabey (2013) i quali assumono un legame del tipo *elastico-perfettamente plastico* (Fig. 3.12). Questo legame anche se è caratterizzato da un maggiore livello di approssimazione fornisce comunque risultati soddisfacenti sia dal punto di vista numerico quando implementato in software di calcolo (tipo SAP 2000, Abaqus, etc.).

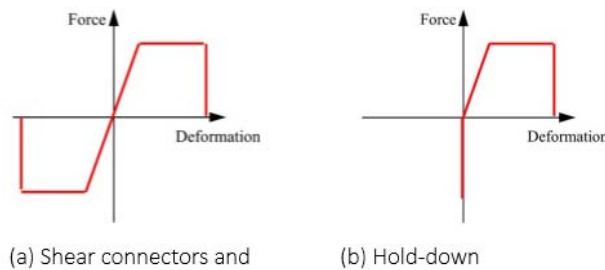


Fig. 3.12 Legame costitutivo elasto-plastico

L'analisi del comportamento della singola connessione costituisce la base per investigare il comportamento di pannelli X-lam con collegamenti alla base. Risultati di prove cicliche su pannelli ed edifici in scala reale (Dujic et al., 2010) dimostrano le buone

performance di comportamento anche sotto terremoti caratterizzati da levate accelerazioni (anche fino a 0.8g).

Prove sperimentali svolte da Gavric et al. (2011, 2015b) fanno notare come il comportamento ciclico tipico di un pannello X-lam con connessioni meccaniche alla base è caratterizzato da ampi cicli isteretici con significativa dissipazione di energia, pinching, degradi di resistenza e di rigidezza. Al termine della prova il pannello non presenta segni di danneggiamento e tutta la dissipazione di energia si è concentrata nelle connessioni alla base. Inoltre, le deformazioni flessionali e taglianti proprie del pannello possono ritenersi del tutto trascurabili rispetto alla deformazione totale e che pertanto quest'ultima è quasi tutta prodotta dalla deformazione elastica ed inelastica dei collegamenti. In Fig. 3.13 è rappresentato un comportamento ciclico di un pannello X-lam.

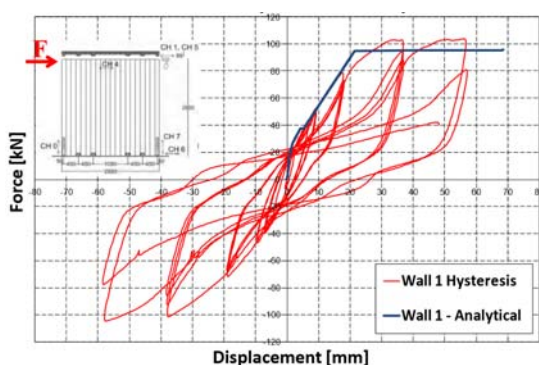


Fig.3.13 Comportamento ciclico di un pannello X-lam

Il comportamento ciclico dei pannelli è influenzato da molteplici fattori quali ad esempio l'entità del carico verticale, la geometria del pannello e dalla tipologia di connessione.

Alcune prove sperimentali su pannelli in scala reale svolte da Gavric et al. (2013) dimostrano che l'entità del carico verticale modifica leggermente la forma del ciclo isteretico: l'incremento del carico assiale produce un aumento di resistenza e di rigidezza iniziale senza condizionare in maniera significativa la duttilità (Fig 3.14).

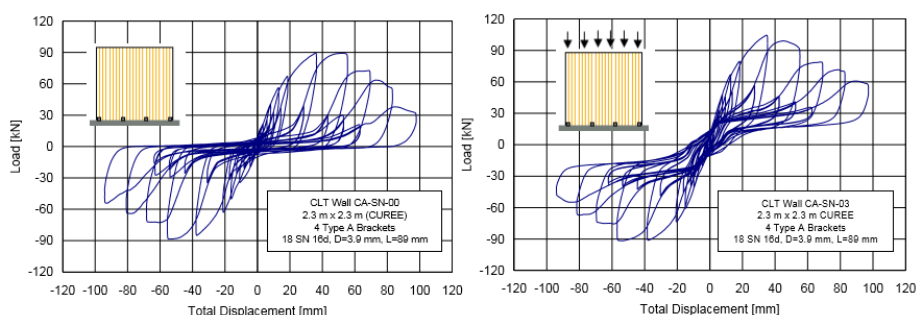


Fig. 3.14 Influenza del carico verticale sul comportamento ciclico

Una differente risposta ciclica si osserva anche in funzione del tipo di comportamento predominante che può esibire il pannello X-lam: rocking, rocking-sliding, sliding. Nel caso di rocking, che si attiva per pannelli e con carichi assiali elevati, la crisi si verifica in genere per progressivo snervamento degli hold-down a trazione (Fig. 3.15 a) e successivamente anche degli angolari, accompagnato dallo schiacciamento del legno nella zona compressa; non si verificano invece deformazioni dei connettori in direzione orizzontale, ciò a testimonianza dell'assenza di scorrimento del pannello.

Nel caso di rocking e sliding la crisi della connessione si verifica a causa di una interazione tra trazione e taglio, mentre nell'ultimo caso si verifica per sola traslazione (Fig. 3.15 b).

Il comportamento con rocking prevalente è quello che garantisce un migliore comportamento sismico dei pannelli, in quanto è caratterizzato da una capacità di ricentraggio dovuta al carico verticale e alla resistenza della connessione. Questo vuol dire che in caso di evento sismico il pannello è in grado di ritornare nella condizione indeformata senza significativi spostamenti residui. Il danno residuo, però, sarà tutto concentrato nella connessione la quale avrà subito un processo di plasticizzazione ciclica, questo è stato dimostrato anche da Ceccotti (2008).

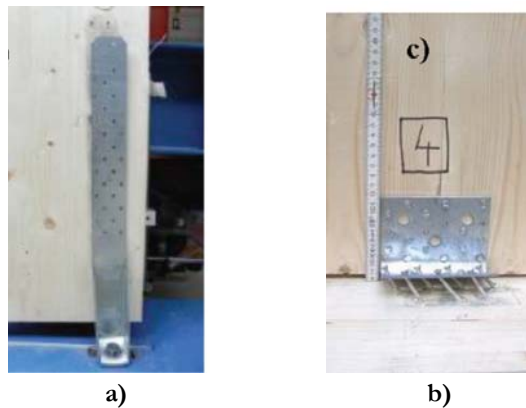


Fig. 3.15 Crisi delle connessioni: a) per trazione dell'hold-down, b) per trazione e scorrimento

Questo comportamento suggerisce che la progettazione dei pannelli e più in generale delle pareti dovrebbe essere condotta assicurando che la plasticizzazione si concentri negli elementi deputati a resistere a trazione, mentre gli angolari, progettati con opportuna sovra-resistenza, dovranno rimanere sempre in campo elastico in modo da evitare scorrimenti residui in presenza di azioni sismiche.

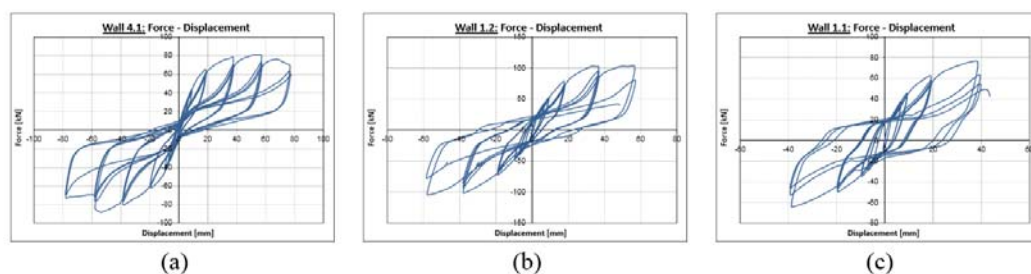


Fig.3.16 Comportamento ciclico dei pannelli X-lam: a) rocking, b) rocking-sliding, c)sliding

Prove sperimentali svolte da Fragiaco et al. (2011b) dimostrano che il comportamento duttile della connessione è influenzato anche dalla tipologia dei mezzi di unione utilizzati, in particolare della loro lunghezza di infissione all'interno del pannello. Infatti, con riferimento alla Fig. 3.17 si può notare come, sia nel caso degli hold-down che degli angolari, l'impiego di chiodi con lunghezza di infissione minore (40mm) conduce a valori di resistenza più bassi e ad comportamento di tipo fragile rispetto a quelli di lunghezza maggiore (60mm), che invece conducono a valori di resistenza e duttilità superiori.

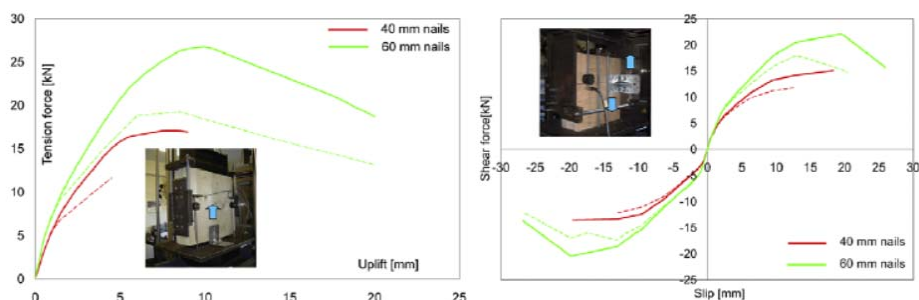


Fig. 3.17 Comportamento degli angolari (sx) e degli hold-down (dx) al variare della lunghezza di infissione dei chiodi

Tutti i risultati di prove sperimentali eseguiti su pannelli in scala reale dimostrano che la crisi dell'intero sistema è sempre imputabile alla plasticizzazione delle unioni meccaniche ed in particolare degli hold-down tesi, mentre il pannello ligneo - che subisce trascurabili deformazioni proprie - assume un comportamento di blocco rigido rispetto alle connessioni. La localizzazione del *danno* nelle zone di connessione costituisce, in linea generale, un aspetto positivo del comportamento sismico di questi edifici poiché, a seguito dell'evento sismico, è possibile riparare la zona danneggiata.

La modalità di crisi delle connessioni dipende anche dal modo in cui essa è stata progettata. Nella maggioranza delle prove sperimentali analizzate la rottura avviene quasi sempre con una interazione tra rifollamento del legno e snervamento dei connettori,

mentre gli hold-down e gli angolari mostrano una certa sovra-resistenza rispetto ai connettori. In questi casi l'unione è stata concepita affidando il meccanismo resistente all'interazione legno-connettori, che di conseguenza consente di sviluppare anche un non trascurabile comportamento duttile. Ciò non toglie, però, che la duttilità locale possa essere concentrata a nelle piattine metalliche (hold-down e angolari) mentre l'interazione connettori-legno sia concepita per restare in campo elastico, facendo però sempre attenzione ad evitare rotture fragili (Latour et al., 2013).

Il criterio di *gerarchia delle resistenze* “locale”, secondo cui progettare gli elementi che definiscono la connessione non è ancora univocamente definito in ambito scientifico. Infatti, a differenza degli altri materiali da costruzione (acciaio, c.a.) né la normativa Italiana, né quella Europea forniscono il valore, o i valori, del fattore di sovra-resistenza per il progetto in capacità; una indicazione si ritrova solo nelle norme Neozelandesi (NZS 3603, 1993) che suggeriscono un valore pari a 2.0.

In linea generale, però, gli elementi fragili devono essere concepiti in modo da garantire una sufficiente sovra-resistenza rispetto a quelli duttili secondo un'espressione del tipo:

$$E_{d,f} = \gamma_{od} \gamma_{Rd} E_{d,d} \quad (3.1)$$

essendo $E_{d,f}$ e $E_{d,d}$ la domanda di progetto dell'elemento non dissipativo e di quello dissipativo, γ_{od} è l'over-design factor definito come il rapporto tra la resistenza di progetto dell'elemento duttile ($F_{d,d}$) e la domanda ($E_{d,d}$):

$$\gamma_{od} = \frac{F_{d,d}}{E_{d,d}} \quad (3.2)$$

Mentre γ_{Rd} , che dipende dalle resistenze dei materiali e dai dettagli costruttivi, è il fattore di sovra-resistenza definito come il rapporto tra la resistenza al 95-mo percentile della resistenza dell'elemento duttile ($F_{d,0.95}$) e la resistenza di progetto ($F_{d,d}$) e:

$$\gamma_{Rd} = \frac{F_{d,0.95}}{F_{d,d}} \quad (3.3)$$

Il valore di $F_{d,0.95}$ e di conseguenza il fattore di sovra-resistenza è stato stimato da elaborazioni statistiche di prove sperimentali eseguite su sistemi di connessioni forniscono un range di valori tra 1.20 e 1.60 (Gavric et al., 2011; Schickofer et al., 2014; Fragiaco et al., 2011b).

3.2 La modellazione e la progettazione di pareti in X-lam

3.2.1 Modelli sofisticati

Gli edifici a pannelli compensati X-lam già diffusi in Nord America e nei paesi

dell'Australasia si sono sviluppati piuttosto velocemente anche in Europa. Questo sviluppo, però, non è stato accompagnato da un altrettanto rapido aggiornamento del quadro normativo, sia a livello nazionale che europeo. Pertanto, nella maggioranza dei casi la progettazione strutturale degli edifici lignei è stata affidata alla sensibilità del progettista, piuttosto che a consolidate e condivise regole di progettazione derivanti da una base scientifica sufficientemente consolidata.

Modelli numerici e prove sperimentali sono i campi su cui si fonda l'attuale ricerca in tema di edifici in legno X-lam, finalizzata da un lato alla definizione di modelli strutturali (semplificati e non) sufficientemente validi e dall'altro alla messa a punto criteri di progetto nei riguardi di azioni sismiche, utili anche ad un aggiornamento normativo.

La modellazione numerica delle pareti lignee proposta in letteratura tecnica si presenta, al momento, ancora complessa in quanto nella maggioranza dei casi si adottano schemi sofisticati realizzati con elementi shell elastici 2D per modellare i pannelli X-lam, connessi tra di loro da sistemi di connessione simulati con elementi molla o asta a comportamento non-lineare (ciclico o monotono). Tali modelli, anche se non sono proponibili per un approccio professionale alla progettazione, costituiscono comunque la base per la definizione di modelli semplificati ad elementi monodimensionali (ad esempio a telaio equivalente, trave reticolare etc.) e per una migliore comprensione del loro comportamento sismico.

Le indagini numeriche e sperimentali costituiscono anche la base per la definizione di regole di progettazione degli edifici X-lam ancora assenti in ambito normativo. Allo stato attuale si ritiene necessario trasferire agli edifici in legno tutto il background di conoscenze acquisite per le altre tipologie strutturali (acciaio, c.a.) al fine di definire regole comuni basate sul moderno approccio del capacity design. Infatti, le attuali direttrici della ricerca lavorano proprio alla definizione del valore, o dei valori, del *fattore di struttura* da utilizzare nelle analisi lineari e alla messa a punto delle regole generali di *gerarchia delle resistenze*.

Quello che appare necessario puntualizzare in questo contesto di rivisitazione bibliografica sono i criteri di modellazione (semplificati e non) attualmente più utilizzati per la schematizzazione di pareti X-lam e i metodi di progettazione adottati per le connessioni.

Prove sperimentali su edifici in scala reale testati tavola vibrante e cicliche su sotto-assemblaggi di pareti e di connessioni hanno evidenziato le eccellenti doti comportamento nei riguardi di azioni sismiche, evidenziando inoltre il ruolo cruciale svolto dalle connessioni meccaniche nei riguardi della resistenza e delle duttilità globale del sistema. Ad esempio, prove *full scale* su tavola svolte due edifici, uno di tre e l'altro di sette piani, nell'ambito del progetto SOFIE hanno dimostrato come queste strutture siano in grado di resistere ad accelerazioni sismiche devastanti, rispettivamente di 1.20g (terremoto di Nocera-Umbra) e di 0.82 g (terremoto di Kobe) e che in condizione di near-collapse (rottura delle connessioni) sono in grado di mantenere la loro stabilità senza deformazioni residue evidenti.

Il modello numerico tridimensionale della struttura di sette piani è stato realizzato utilizzando elementi shell elastici 2D per simulare i pannelli X-lam e multi-linear spring per schematizzare le connessioni pannello-pannello e pannello-fondazione. I moduli elastici del materiale di base sono stati derivati da prove sperimentali e opportunamente ridotti utilizzando il metodo di omogeneizzazione proposto da Blass & Fellmoser (2004a) per tener conto del carattere stratigrafico del pannello; tali moduli sono stati poi utilizzati per definire il comportamento ortotropo del pannello all'interno del codice di calcolo impiegato per le analisi (SAP 2000). I collegamenti sono stati modellati con un comportamento plastico, limitato sia sulla resistenza che sulla duttilità, il cui legame è quello rappresentato in Fig. 3.11, gli hold-down si sono considerati resistenti solamente a trazione mentre gli angolari a taglio e trazione contemporaneamente.

La progettazione è stata eseguita basandosi su una semplice analisi lineare elastica, riducendo le azioni orizzontali di un fattore di struttura $q=2.0$, considerato come il più alto valore fornito dall'EC8 per le strutture con elementi in legno incollato. L'accelerazione spettrale calcolata è quella corrispondente ad un periodo fondamentale di vibrazione calcolato in funzione dell'altezza dell'edificio ($T_1=0.53s$), mentre la pick ground acceleration considerata è di $0.82g$ in direzione X e $0.60g$ in direzione Y, entrambe relative al terremoto di Kobe.

I collegamenti sono stati dimensionati in funzione del taglio e momento ribaltante globale agente a ciascun piano. In particolare, con la scrittura dell'equilibrio alla rotazione intorno allo spigolo della struttura a ciascun piano, separatamente per la direzione X e Y, è stata ricavata la massima forza trazione con la quale dimensionare gli elementi resistenti a trazione a ciascun piano. Per il calcolo degli angolari, inoltre, si è tenuto in conto anche dell'effetto di attrito sviluppato tra le parti scaturito dalla presenza dello sforzo assiale, utilizzando un coefficiente di attrito $k_R=0.40$.

Le connessioni sono state realizzate con hold-down e angolari collegati con chiodi $\phi 4$ ai pannelli X-lam, il cui numero è stato derivato direttamente dalle sollecitazioni di calcolo. Invece, l'area della sezione trasversale degli hold-down e degli angolari è stata determinata in funzione della resistenza massima della connessione calcolata con la teoria di Johansen. Ciò vuol dire che la dissipazione plastica è stata affidata – indirettamente - all'interazione connettore-legno (elemento duttile) mentre le piattine metalliche rappresentano l'elemento fragile del sistema. E' da notare, però, che nessun particolare coefficiente di sovra-resistenza (γ_{Ra}) è stato applicato per il progetto dei collegamenti. L'aspetto che non emerge con chiarezza da questo tipo di modellazione è il modo con cui è stato schematizzato la compressione che si sviluppa al contatto pannello-pannello e pannello-fondazione.

In Fig. 3.18 sono riportati il modello numerico dell'edificio ed il confronto, tra modello numerico e prova su tavola vibrante, in termini di spostamento in testa-tempo.

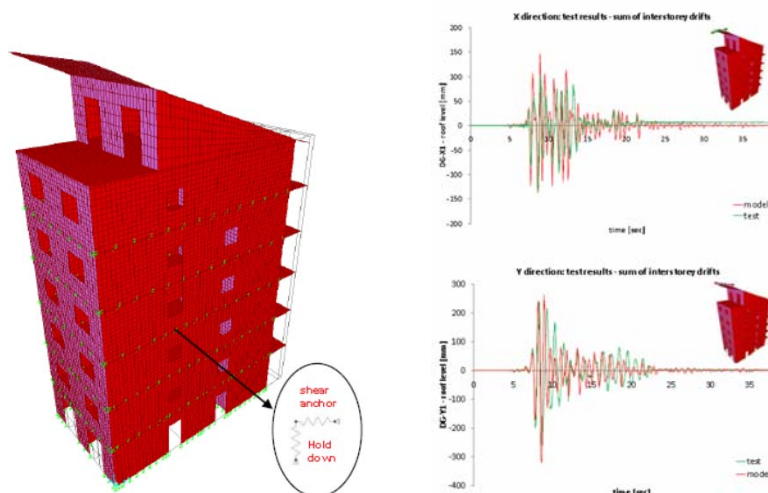


Fig. 3.18 Modello numerico dell'edificio (sx) e confronto tra prova sperimentale e modellazione numerica (dx)

Modelli numerici con elementi shell e molle non-lineari sono stati utilizzati anche da Fragiacomio et al. (2011b) per l'analisi di edifici pluripiano in X-lam (Fig. 3.20). Il pannelli X-lam sono stati modellati con elementi shell a comportamento ortotropo, con moduli di elasticità ridotti in accordo al metodo di Blass & Fellmoser (2004a).

Le connessioni, che simulano gli hold-down, gli angolari ed il contatto legno-legno sono state schematizzate con elementi multilinear spring a comportamento non-lineare; in particolare il cui legame degli hold-down e degli angolari è stato ricavato da risultati di prove sperimentali. Le connessioni sono state progettate con le sollecitazioni derivate da forze statiche equivalenti ridotte del fattore di struttura $q=2.0$ e adottando un coefficiente di sovra-resistenza $\gamma_{Rd} = 1.30$ per la determinazione dell'area della sezione trasversale di hold-down e angolari, confidando quindi sulla capacità dissipative dell'interazione legno-connettori.

Le analisi non-lineari svolte hanno dimostrato le buone capacità di resistenza e duttilità globale dell'edificio quando le connessioni sono progettate per garantire un comportamento duttile. Infatti, l'analisi di capacità svolta con il metodo N2 ha restituito valori di PGA sopportabili di circa 0.60g, di gran lunga superiori a quella di progetto (0.25g), ciò conferma anche la validità dell'assunzione del valore 2.0 per il fattore di struttura.

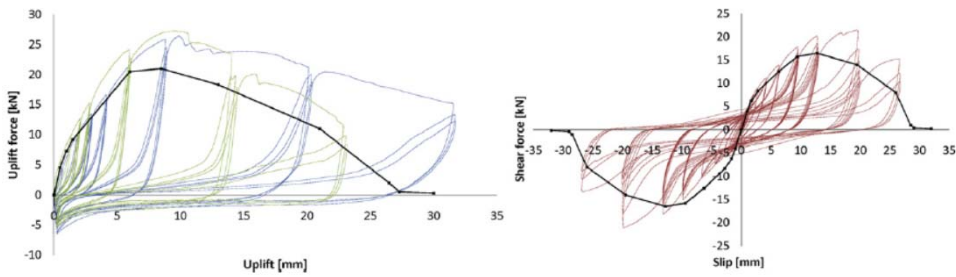


Fig. 3.19 Legame costitutivo degli hold-down (sx) e degli angolari (dx)

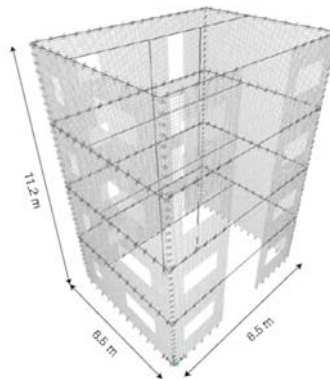


Fig. 3.20 Modello dell'edificio

La modellazione sofisticata con elementi shell è stata adottata anche in Embury & Karacabey (2013) in cui è stata affrontata la progettazione di un edificio reale di 19 piani, per una altezza totale di 60m, in cui lo schema resistente ai carichi laterali è a pareti X-lam. Anche in questo caso, infatti, il “materiale” X-lam è stato modellato con materiale elastico ortotropo, mentre le gli hold-down e gli angolari sono schematizzati con molle a comportamento non-lineare il cui legame è quello riportato nella Fig. 3.12. Il contatto legno-legno e legno-fondazione è stato schematizzato con un legame rigido-fragile senza resistenza a trazione e senza duttilità in compressione, la cui resistenza a compressione è quella del legno in direzione parallela alle fibre (Fig. 3.21).



Fig. 3.21 Legame del contatto legno-legno e legno-fondazione

La progettazione dei sistemi di connessione è stata effettuata con le azioni sismiche equivalenti ridotte di un fattore di struttura pari a 2.0, e adottando un fattore di sovra-resistenza $\gamma_{Rd} = 1.30$ per gli elementi fragili. Anche in questo caso la dissipazione è stata affidata alla chiodatura.

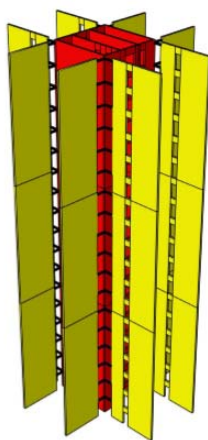


Fig. 3.22 Schema del sistema resistente ai carichi laterali

3.2.2 Modelli semplificati

La modellazione con elementi shell e multi-linear spring affiancata dai risultati di prove sperimentali consentono di cogliere in modo più preciso la risposta sismica delle pareti in campo elastico ed inelastico e al contempo di mettere a punto *modelli semplificati* per l'analisi delle pareti X-lam.

Una approccio semplificato alla modellazione strutturale che possa risultare utile anche ai fini della pratica progettuale deve, di norma, abbandonare la schematizzazione con elementi shell e molle non-lineari ed orientarsi verso l'utilizzo dei più comuni modelli ad elementi mono-dimensionali.

I modelli ad aste, che rappresentano una schematizzazione mono-dimensionale di elementi a geometria bi-dimensionale, sono già ampiamente utilizzati in altri campi strutturali. A partire dagli anni '80, infatti, nell'ambito delle strutture murarie si propongono modellazioni a telaio equivalente (Tomazevic, 1978; Calderoni et al., 2015b) oppure a travatura reticolare (Lenza, 1989) in grado di interpretare in maniera molto soddisfacente il comportamento lineare e non-lineare delle pareti murarie. Questi modelli a telaio oggi sono accettati dalla comunità scientifica e proposti anche dai codici normativi come schema di riferimento per le analisi strutturali.

Anche nell'ambito delle pareti lignee possono utilizzarsi modellazioni semplificate a telaio equivalente o a travatura reticolare e alcuni criteri di modellazione già sono stati proposti in letteratura.

Il modello a telaio equivalente è una schematizzazione della parete tramite elementi mono-dimensionali, dotati di opportuna rigidità flessionale e tagliante posizionati in corrispondenza della linea d'asse dell'elemento strutturale. Nel caso delle pareti X-lam la presenza delle connessioni meccaniche tra i pannelli – la cui influenza certamente non può essere trascurata - rende più complicato l'approccio di modellazione, tanto da richiedere il ricorso ad un accoppiamento tra elementi mono-dimensionali e molle elastiche che simulano la connessione tra le parti.

Un criterio di modellazione a telaio equivalente utile ai fini di analisi elastiche è stato proposto in Schickofer et al. (2012) nel quale le aste del telaio, che posseggono la stessa rigidità flessionale e tagliante del pannello reale, sono collegate tra di loro da molle elastiche rotazionali e traslanti (Fig. 3.23).

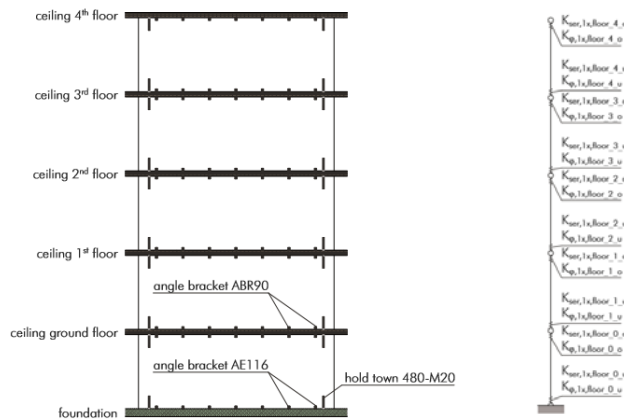


Fig. 3.23 Schematizzazione del modello equivalente

L'aspetto più complicato di questo approccio consiste nella stima della rigidità delle molle, le quali che devono tener in conto di una serie di effetti, quali: la rigidità degli hold-down/angolari collegati con connettori alla parete ($k_{ser,1}$), la rigidità scaturita dal contatto tra hold-down/angolari ed il solaio ($k_{ser,2}$), la rigidità dovuta al contatto legno-legno tra i pannelli ($k_{comp.}$) (Fig.3.24).

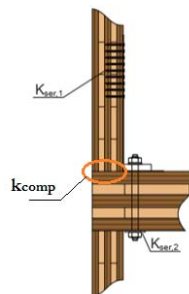


Fig. 3.24 Rigidzze

La rigidezza degli elementi predisposti all'assorbimento della trazione è stata determinata come:

$$k_{ser,1} = n^o k_{ser} = n^o \frac{Q_k^{1.5}}{25} d^{0.8}$$

essendo n il numero di chiodi, p_k la densità caratteristica e d il diametro dei chiodi. Invece la rigidezza dovuta al contatto tra hold-down/angolare e solaio ligneo, è stata stimata come:

$$k_{ser,2} = \frac{E_{90,mean} A_{90}}{H/2}$$

essendo E_{90} il modulo elastico del pannello di solaio in direzione ortogonale alle fibre, A_{90} l'area di contatto tra hold-down/angolare e solaio e H l'altezza del solaio (dimezzata per tener in conto dell'effetto di diffusione delle deformazioni lungo lo spessore del solaio).

Infine, la rigidezza assiale dovuta al contatto legno-legno, che tiene conto dell'effetto della compressione ortogonale provocato del pannello verticale sul solaio si determina come:

$$k_{comp.} = \frac{E_{90,mean} A_{90}}{H/2}$$

essendo, in questo caso, A_{90} tutta la zona compressa nella sezione di contatto pannello-pannello (o pannello-fondazione), fornita dal prodotto della base del pannello per la profondità dell'asse neutro.

La somma in serie delle tre rigidezze sopra descritte consentono di determinare la rigidezza rotazionale della connessione da assegnare come molla rotazionale all'asta del telaio equivalente:

$$k_{\varphi} = \frac{z^2}{\frac{1}{k_{ser,1}} + \frac{1}{k_{ser,2}} + \frac{1}{k_{comp}}}$$

dove z rappresenta il braccio della coppia interna formato tra la risultante di trazione e compressione. Questa rigidezza non assume un valore costante poiché non dipende solamente solo da fattori geometrici ma è funzione dello sforzo normale agente e di conseguenza va valutata pannello per pannello.

Sempre nell'ambito di modellazioni semplificate Sustersic et al. (2011) hanno proposto uno schema a travatura reticolare con *diagonale equivalente* per la schematizzazione delle pareti X-lam, portando anche in conto l'influenza delle connessioni. Il modello a trave reticolare è realizzato con aste rigide (rigid link) che definiscono il riquadro del pannello negli angoli da nodi cerniera. Nella diagonale, rappresentata da una molla elastica, è contemplata tutta la rigidezza flessionale e tagliente del pannello e/o l'influenza della

rigidezza delle connessioni.

Più in dettaglio, hanno proposto due modelli a differente grado di approfondimento: (i) la diagonale tiene conto della sola rigidezza flessionale e tagliante del pannello ligneo, mentre gli hold-down e gli angolari sono modellati con molle non-lineari posizionate agli estremi del pannello (Fig. 3.25 a); (ii) nella diagonale è contemplato sia la rigidezza propria del pannello che quella delle connessioni (Fig. 3.25 b) e la maglia reticolare è fissa a terra mediante vincoli cerniera. Con il primo modello è possibile eseguire analisi lineari e non-lineari, con il secondo solo analisi lineari. Nella Fig. 3.25 è rappresentato una schematizzazione, nel caso specifico si tratta di due pannelli accoppiati, della parete agli elementi finiti e dei rispettivi due modelli equivalenti.

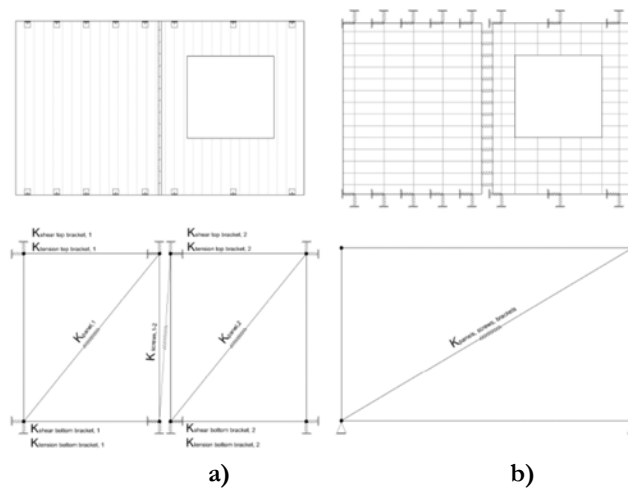


Fig. 3.25 Modelli a reticolare equivalente

Capitolo 4

LA MODELLAZIONE DELLA PARETE X-LAM

4.1 Introduzione

L'interesse per la messa a punto di criteri per la schematizzazione delle pareti a pannelli X-lam, sviluppatosi soprattutto nell'ultimo decennio, rappresenta un argomento di grande attualità scientifica poiché finalizzato alla definizione di modelli strutturali sufficientemente validi per la comprensione del loro comportamento sismico e di regole progettuali dettagliate al momento, purtroppo, assenti in ambito normativo.

Più in dettaglio, poi, la calibrazione di modelli più sofisticati (ad esempio agli elementi finiti bi-dimensionali) costituisce anche la base per la definizione di modelli semplificati (ad esempio ad elementi mono-dimensionali) utili ai fini della pratica progettuale.

Le pareti in legno X-lam presentano alcune specificità tipiche del sistema che rendono la loro modellazione spesso più incerta rispetto alle tradizionali strutture a pareti (muratura, c.a.). Infatti, l'ortotropia del pannello e la presenza delle connessioni meccaniche tra le parti rappresentano le peculiarità che contraddistinguono questi sistemi strutturali.

In questo capitolo viene proposto un criterio per la schematizzazione del comportamento ortotropo del pannello definendo in maniera semplificata, ma comunque in accordo con modelli più sofisticati presenti in letteratura, i valori dei moduli di elasticità normale e tangenziale nei diversi piani di simmetria delle costanti elastiche. Ciò ha consentito, poi, la schematizzazione del pannello utilizzando elementi shell elastici 2D mediante software di calcolo agli elementi finiti (SAP 2000) per lo sviluppo di analisi numeriche su sistemi di parete pluripiano.

Inoltre, viene proposto un criterio per la schematizzazione delle connessioni meccaniche tra i pannelli, schematizzate con elementi frame (quindi al discreto) caratterizzati da un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico limitato sulla resistenza e sulla duttilità. Rispetto ai modelli reperibili in letteratura (Fragiacomo et al., 2011b; Dujic et al., 2010) particolare attenzione è stata posta al problema alla definizione di un modello di comportamento più dettagliato per simulare il contatto legno-legno tra i pannelli tenendo

in conto della resistenza e della rigidezza del legno sollecitato in direzione ortogonale alle fibre.

Lo sviluppo di un modello meccanico del materiale e delle connessioni ha consentito, di conseguenza, la schematizzazione di pareti lignee pluripiano sulle quali è stato possibile eseguire analisi lineari e non-lineari (statiche) utili alla comprensione del loro comportamento sismico.

4.2 La modellazione del “materiale” X-lam

Il pannello X-lam è costituito una serie di strati di tavole, in numero dispari, sovrapposti in maniera tale che la fibratura del singolo strato sia orientata in direzione ortogonale a quella degli strati adiacenti. Tale disposizione dà luogo ad una differente resistenza e rigidezza nelle due direzioni del piano medio del pannello. Infatti, seppur il materiale di base (tavole di legno) ha una tensione limite uguale per entrambe le direzioni del piano del pannello la resistenza sezionale, varia a seconda della direzione considerata, in relazione del numero di tavole che possono effettivamente considerarsi efficaci.

Pertanto, la resistenza della sezione del pannello risulta maggiore nella direzione in cui sono orientati un maggior numero di strati di tavole (direzione longitudinale) e, di conseguenza, minore nella direzione ad essa ortogonale (trasversale). Al contrario, invece, mentre la deformazione ultima del materiale è la stessa per le due direzioni, la capacità deformativa, espressa ad esempio in termini di curvatura ultima della sezione, può risultare significativamente differente per la direzione longitudinale e per quella trasversale (Fig. 4.1).

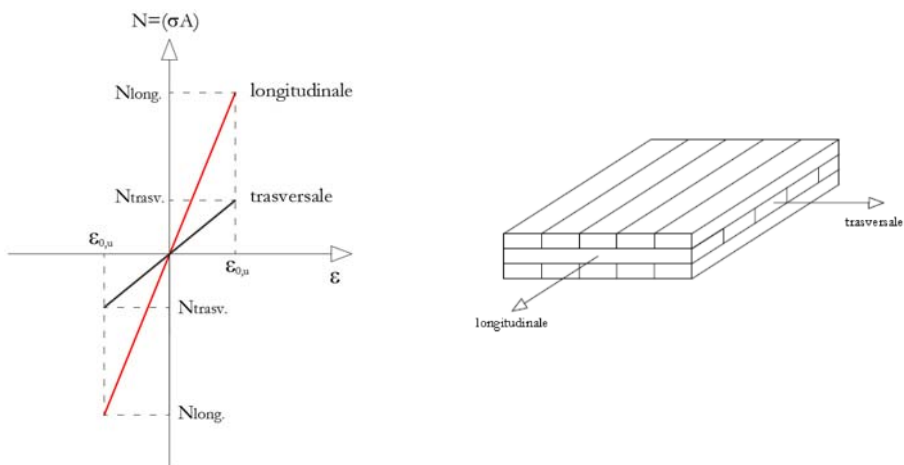


Fig. 4.1 Resistenza del pannello nelle due direzioni

Anche le rigidzze (flessionali, taglianti ed estensionali) del pannello risultano differenti perché anch'esse dipendono dal numero di strati di tavole che possono ritenersi effettivamente "efficaci" per ciascuna direzione.

Ai fini della schematizzazione delle caratteristiche di elasticità del pannello, in termini di modulo di Young e di taglio, ai fini ingegneristici è possibile trascurare completamente il contributo delle tavole disposte in direzione ortogonale a quella considerata. Questa semplificazione può ritenersi lecita dal momento che, per il materiale di base, sia il modulo di elasticità normale che quello tangenziale in direzione ortogonale alle fibre (rispettivamente E_{90} e G_{90}) assumono valori effettivamente trascurabili rispetto a quelli in direzione parallela. Ad esempio, per specie legnose di medie caratteristiche i rapporti tra i moduli di Young nelle due direzioni ortogonali è di circa $E_0/E_{90}=30$, mentre per il modulo di elasticità tangenziale $G_0/G_{90}=10$.

Pertanto, con riferimento ad una delle direzioni longitudinale (L) o trasversale (T) del pannello, detto n ed m rispettivamente il numero di strati a fibratura parallela e trasversale ed n_{tot} il numero di strati totali, si può assumere che i moduli di elasticità normale e tangenziale siano una aliquota di quello del legno di base in direzione parallela alle fibre (E_0). Quindi per la direzione longitudinale e quella trasversale risulta rispettivamente:

$$E_L = \frac{n}{n_{tot}} E_0 \quad E_T = \frac{m}{n_{tot}} E_0 \quad (4.1)$$

Ad esempio con riferimento ad un pannello a tre strati, il modulo di Young per la direzione longitudinale e trasversale risultano rispettivamente:

$$E_L = \frac{2}{3} E_0 \quad E_T = \frac{1}{3} E_0 \quad (4.2)$$

A questo punto il pannello X-lam può essere schematizzato a livello macroscopico e nell'ambito dell'elasticità lineare come un "materiale" omogeneo, *ortotropo* ed iso-resistente a trazione e compressione a livello tensionale, ma non a livello sezionale e con lo stesso limite di deformazione nelle due direzioni ortogonali.

E' un materiale descritto da 9 costanti elastiche indipendenti. Indicate con L, R e T le tre direzioni principali del pannello (ortogonali ai tre piani di simmetria delle costanti elastiche del pannello), rispettivamente la longitudinale, la radiale e la trasversale, le costanti indipendenti sono:

$$\{E_L, E_R, E_T, \nu_{LR}, \nu_{LT}, \nu_{RT}, G_{TR}, G_{LR}, G_{LT}\} \quad (4.3)$$

Avendo inteso con E e con G rispettivamente il modulo di elasticità normale e tangenziale, mentre con ν il rapporto di Poisson.

Con riferimento alle caratteristiche del pannello tali costanti possono esplicitarsi come:

$$\left\{ \frac{n}{n_{\text{tot}}} E_0, E_{90}, \frac{m}{n_{\text{tot}}} E_0, \nu_{LR}, \nu_{LT}, \nu_{RT}, \frac{m}{n_{\text{tot}}} G_0, G_{90}, \frac{n}{n_{\text{tot}}} G_0 \right\} \quad (4.4)$$

Quindi la matrice di deformabilità del materiale particolarizzata al caso dell'X-lam risulta:

$$[\mathbf{K}] = \begin{bmatrix} \frac{n}{n_{\text{tot}}} E_0 & -\frac{E_{90}}{\nu_{RL}} & -\frac{m}{n_{\text{tot}}} \frac{E_0}{\nu_{LT}} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{m}{n_{\text{tot}}} \frac{E_0}{\nu_{RL}} & E_{90} & \frac{m}{n_{\text{tot}}} \frac{E_0}{\nu_{RT}} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{n}{n_{\text{tot}}} \frac{E_0}{\nu_{LT}} & -\frac{E_{90}}{n_{\text{tot}}} & \frac{m}{n_{\text{tot}}} E_0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{m}{n_{\text{tot}}} G_0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{n}{n_{\text{tot}}} G_0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_{90} \end{bmatrix}$$

Pertanto, il comportamento iper-elastico del pannello è descritto dalla classica legge dell'elasticità lineare che mette in relazione il tensore di deformazione e quello di tensione:

$$[\boldsymbol{\varepsilon}] = [\mathbf{K}^{-1}] [\boldsymbol{\sigma}] \quad (3.5)$$

E' stato così definito un *materiale ideale equivalente*, in cui l'ortotropia è computata mediante una riduzione dei moduli elastici nelle tre direzioni ortogonali, conservando, però, al livello geometrico lo spessore reale del pannello: ciò al fine di garantire le stesse caratteristiche inerziali del pannello reale. Nel modello proposto è stata trascurata la deformabilità da rolling shear, ipotesi, questa, certamente valida per elementi destinati a ricoprire il ruolo di lastre (parete verticale), ma non sempre per gli elementi piastra (soffitto).

Il solo modello di comportamento elastico è sufficiente a descrivere il comportamento del pannello non potendo, il materiale di base, subire escursioni in campo inelastico.

In realtà, la schematizzazione con materiale equivalente approssima in modo soddisfacente il comportamento del materiale, fornendo risultati in accordo anche con la formulazione più sofisticata proposta da Blass & Fellmoser (2004 b), secondo la quale i moduli elastici possono valutarsi oltre che in funzione dei moduli del legno di base anche in funzione dell'organizzazione geometrica del pannello (Fig. 4.2). Secondo tale approccio i moduli di elasticità normale in direzione longitudinale e trasversale ed il modulo di taglio si possono determinare come segue:

$$E_L = \left[1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \frac{a_3 - a_1}{a_5} \right] E_0 \quad (4.6)$$

$$E_T = \left[\frac{E_{90}}{E_0} - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \frac{a_3 - a_1}{a_5} \right] E_0 \quad (4.7)$$

$$E_R = \frac{t_{tot}}{\sum_{i=1,3..n} \frac{t_i}{E_{90,i}} + \sum_{j=2,4..n-1} \frac{t_j}{E_{90,j}}} \quad (4.8)$$

$$G_{LT} = \frac{t_{tot}}{\sum_{i=1,3..n} \frac{t_i}{G_{L,i}} + \sum_{j=2,4..n-1} \frac{t_j}{G_{T,j}}} \quad (4.9)$$

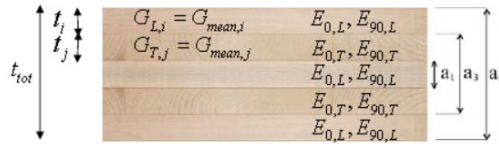


Fig. 4.2 Schematizzazione del pannello (Blass & Fellmoser, 2004a)

La definizione di un modello con cui interpretare il comportamento meccanico del “materiale” X-lam è di fondamentale importanza per la messa a punto di modelli numerici per lo svolgimento di analisi strutturali sulle pareti lignee. Il modello di materiale equivalente qui proposto è stato utilizzato per la schematizzazione di pareti X-lam reali modellate con pannelli-lastra utilizzando modelli numerici ad elementi shell 2D elastici-ortotropi, la cui geometria è pari a quella reale dei pannelli, mentre i moduli elastici sono quelli corrispondenti al materiale equivalente appena definito (Fig. 4.3).

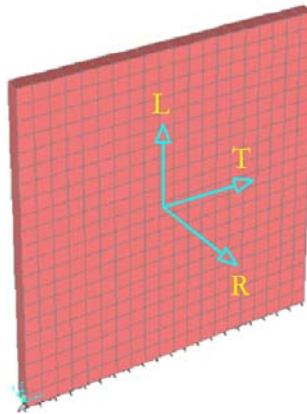


Fig. 4.3 Modello del pannello con materiale equivalente

4.3 La modellazione delle connessioni meccaniche

Come sarà mostrato nei capitoli successivi, la resistenza, la rigidezza ed il comportamento duttile delle pareti a pannelli X-lam è fortemente condizionata dalla presenza delle connessioni e che pertanto svolgono un ruolo cruciale nel loro comportamento sismico.

Infatti, le aliquote della deformabilità flessionale e tagliante del pannello ligneo allo spostamento orizzontale totale possano ritenersi trascurabili rispetto a quelle indotte dai meccanismi di rocking e scorrimento, i quali dipendono esclusivamente dal sistema di connessione (Gavric et al., 2011 e 2013). Allo stesso modo, anche le capacità resistenti ultime (a taglio e presso/tensoflessione), del sistema pannello-connessione dipendono quasi esclusivamente dal comportamento inelastico degli elementi di connessione e non dalla crisi degli strati di legno che costituiscono il pannello (essendo, in genere, il loro spessore sovrabbondante rispetto alle sollecitazioni in gioco).

Appare logico, quindi, che una corretta modellazione strutturale delle pareti a pannelli X-lam non può prescindere dal considerare, all'interno del modello stesso, la presenza delle connessioni meccaniche. Poiché il legno di per sé è un materiale a comportamento elastico-lineare, risulta evidente come le capacità dissipative della parete lignea siano concentrate esclusivamente nelle zone di connessione, mentre il pannello X-lam può considerarsi a comportamento indefinitamente elastico. Questo conduce a dover contemplare, nella modellazione delle connessioni, la possibilità che esse possano esibire un comportamento plastico.

Il collegamento con hold-down e angolari è una connessione legno-acciaio con elementi a gambo cilindrico, la quale può garantire un comportamento dissipativo scaturito dall'accoppiamento del rifollamento del legno e dalla plasticizzazione dei connettori (ovviamente, se progettata in maniera da scongiurare possibili rotture fragili).

Ma, per queste connessioni non è da escludere che la fonte di dissipazione plastica possa risiedere proprio dalle piattine metalliche (hold-down e angolari) mentre connettori e legno vengono progettati per rimanere in campo elastico (Calderoni et al., 2013; Latour et al., 2013). In tal caso, il comportamento ciclico della connessione diventa, nella sostanza, quello di un elemento di acciaio, rappresentato quindi da cicli isteretici ampi e privi di pinching.

Il problema della scelta dell'elemento non dissipativo del sistema di connessione rappresenta, oggi, ancora un punto di discussione in ambito scientifico e la scelta dell'uno o dell'altro potrebbe avere una sua ricaduta sul comportamento dell'intera parete quando sollecitata da azioni orizzontali complanari. Nel caso delle strutture X-lam tradizionali, a differenza degli altri sistemi strutturali, non sono stati ancora definiti con chiarezza i principi generali del capacity design ed in particolare le regole della *gerarchia delle resistenze*

che consentono, poi, di indirizzare la struttura a sviluppare un determinato meccanismo di collasso duttile.

Pur tralasciando per il momento l'approfondimento della questione della gerarchia delle resistenze che verrà analizzata nel Cap. 7, appare opportuno però accennare al problema in quanto esso influenza la modellazione meccanica delle connessioni. In ambito di ricerca scientifica, al momento, possono distinguersi due differenti filosofie di progettazione delle connessioni. La prima affida il comportamento dissipativo alle piattine metalliche HD e SA con connettori sovra-resistenti (di seguito chiamato approccio 1) e la seconda, invece, considera sovra-resistenti le piattine metalliche e confida sulle capacità dissipative offerte dall'interazione connettori-legno (approccio 2).

Nel presente capitolo viene proposto un criterio *generale* di modellazione delle connessioni che consente di contemplare qualsivoglia criterio di gerarchia delle resistenze, semplicemente assegnando agli elementi (frame) che simulano i collegamenti il legame costitutivo forza-spostamento relativi all'elemento duttile del sistema connessione.

Il modello proposto schematizza le connessioni mediante elementi "*frame*", in grado di simulare sia il loro comportamento elastico che quello plastico monotono e ciclico (in accordo anche con Dujic et al., 2010; Embury & Karacabey 2013). Più in dettaglio, gli hold-down ed il contatto legno-legno sono stati simulati con elementi monolateri (rispettivamente no-compression e no-tension), mentre gli angolari con elementi bilaterali. Sono stati definiti tre tipi di elementi che fungono da vincolo all'interfaccia pannello-pannello e pannello-fondazione:

1. *elemento HD*: rappresenta gli elementi deputati all'assorbimento della trazione ed è caratterizzato da resistenza nulla a compressione (ma non per forza pure a taglio) con comportamento elastico-perfettamente plastico a trazione (Fig. 4.4 a);
2. *elemento SA*: relativo agli elementi deputati all'assorbimento del taglio, caratterizzato da resistenza nulla a compressione (ma non per forza pure a trazione), con comportamento elastico perfettamente plastico (Fig. 4.4 b);
3. *elemento C*: relativo agli elementi deputati a resistere a compressione e caratterizzato da resistenza nulla a trazione e da comportamento elastico-perfettamente plastico a compressione (Fig. 4.4 c).

In questi elementi è concentrato tutto il comportamento non-lineare della struttura lignea, infatti essi sono stati caratterizzati da un legame costitutivo forza-spostamento del tipo elastico-perfettamente plastico, con limite sulla resistenza e sulla deformazione ultima.

La pendenza del tratto elastico dei legami costitutivi degli HD e SA corrisponde alla rigidezza - assiale per gli HD e tagliente per gli SA - della piattina metallica nel caso in cui la dissipazione sia affidata alle piattine stesse, oppure dalla rigidezza allo scorrimento della connessione (indicata nelle Normative con k_{ser}) nel caso in cui il comportamento plastico sia affidato all'interazione legno-connettore. Invece, la rigidezza elastica degli elementi C dipende dalla rigidezza assiale che si sviluppa nella zona di contatto legno-legno (come di seguito approfondito).

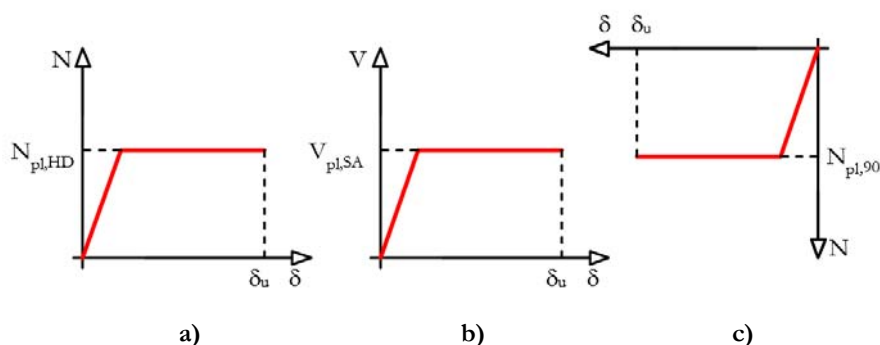


Fig. 4.4 Legame delle cerniere plastiche: a) trazione HD, b) taglio SA, c) compressione C

In questa modellazione l'hold-down, quindi, non è in grado di offrire alcuna resistenza a compressione a causa di problemi di instabilità locale che possono attivarsi soprattutto in presenza di azioni sismiche: a seguito di un allungamento in trazione, la deformazione plastica residua determina, nella zona plasticizzata a trazione, un imbozzamento locale all'inversione del ciclo.

Analogamente, la zona di contatto legno-legno (che resiste a compressione) non è capace di esplicare nessuna resistenza a trazione essendo costituita due parti poste semplicemente a contatto tra di loro. L'angolare, di contro, è in grado di resistere ad azioni con inversione di segno.

E' da notare che l'hold-down, anche se predisposto per fronteggiare la trazione, partecipa comunque all'assorbimento di una aliquota di taglio al pari degli angolari e, allo stesso modo, anche gli angolari (per loro natura resistenti a taglio) contribuiscono alla resistenza a trazione in maniera più o meno significativa, in funzione della loro posizione lungo lo sviluppo della parete.

Il problema dell'interazione taglio-trazione può essere contemplato nel modello qui proposto, considerando tutte le connessioni reagenti contemporaneamente a taglio a trazione. Ciò comporta, però, una riduzione delle resistenze plastiche corrispondenti secondo un dominio di interazione V-N che può essere di tipo lineare oppure quadratico (Gavric & Popovski, 2015b), le cui leggi di interazione sono rispettivamente del tipo:

$$\frac{N}{N_{pl}} + \frac{V}{V_{pl}} \leq 1 \quad \left(\frac{N}{N_{pl}} \right)^2 + \left(\frac{V}{V_{pl}} \right)^2 \leq 1 \quad (4.10)$$

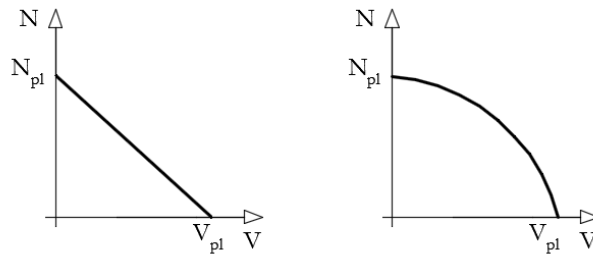


Fig. 4.5 Domini di interazione V-N

Nel modello proposto il limite di resistenza plastica degli elementi HD e SA può essere assunto pari al valore dello sforzo ultimo fornito della piattina metallica (approccio 1) oppure pari alla resistenza a taglio della connessione calcolata con la teoria di Johansen (approccio 2) in funzione del criterio di gerarchia delle resistenze adottato nella progettazione delle connessioni. Analogamente, la deformazione ultima dovrà essere assunta, rispettivamente, pari quella dell'acciaio oppure quella derivante dall'interazione tra il rifollamento del legno e lo snervamento dei connettori (ricavabile da prove sperimentali).

Il criterio di schematizzazione delle concessioni proposto è stato utilizzato per eseguire analisi lineari e non-lineari su pareti in X-lam pluripiano. Il modello della parete è costituito da pannelli X-lam schematizzati con elementi shell a comportamento ortotropo connessi nella sezione di contatto legno-legno tramite elementi frame (HD, SA e C), di lunghezza pari allo spessore del solaio o del dormiente ligneo nel caso dei pannelli al piano terra, con comportamento non-lineare i cui legami costitutivi sono quelli sopra descritti. Gli elementi C sono stati modellati come semplici pendoli, mentre per gli HD e SA sono collegati con continuità agli elementi shell.

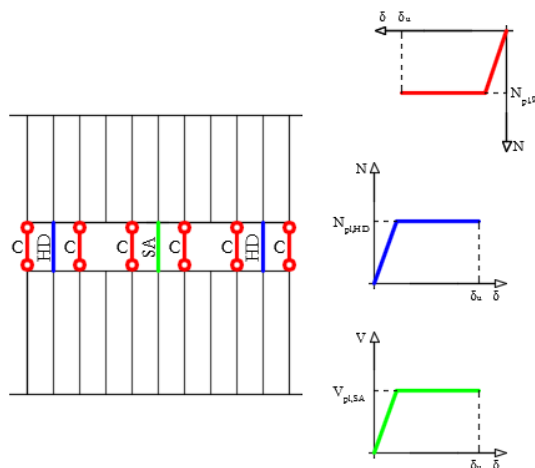


Fig. 4.6 Schematizzazione delle concessioni nella sezione di contatto

4.3.1 Il problema della compressione ortogonale

Il contatto legno-legno è stato modellato tramite un elemento frame (C) reagente solo a compressione (no tension) il cui legame costitutivo è caratterizzato da un tratto lineare con rigidezza elastica funzione della rigidezza assiale della zona di contatto. Il comportamento non-lineare si attiva, invece, al raggiungimento della tensione di compressione in direzione ortogonale alle fibre ($f_{c,90,d}$) nel caso in cui il pannello verticale poggia su un elemento ligneo “sdraiato” al di sotto (caso dei pannelli ai piani intermedi degli edifici o quelli al piano terra disposti su dormienti), oppure pari alla resistenza in direzione parallela ($f_{c,o,d}$) nel caso in cui il pannello poggia direttamente su un elemento rigido, ad esempio una fondazione in c.a. Infatti, la tecnologia costruttiva di questi edifici prevede quasi sempre pannelli poggiati direttamente sul solaio nel caso di pannelli di interpiano, oppure su un dormiente in legno interposto tra pannello e fondazione per i pannelli al piano terra. Questo comporta che il ribaltamento del pannello, causato dal moto sismico, induce un’azione di compressione in direzione ortogonale alle fibre dell’elemento sottostante, come evidenziato in Fig. 4.7 Poiché la resistenza e la rigidezza a compressione in direzione ortogonale alle fibre è molto minore di quella in direzione parallela, il legame costitutivo deve essere caratterizzato da parametri di rigidezza e di resistenza che considerano le proprietà in direzione ortogonale.

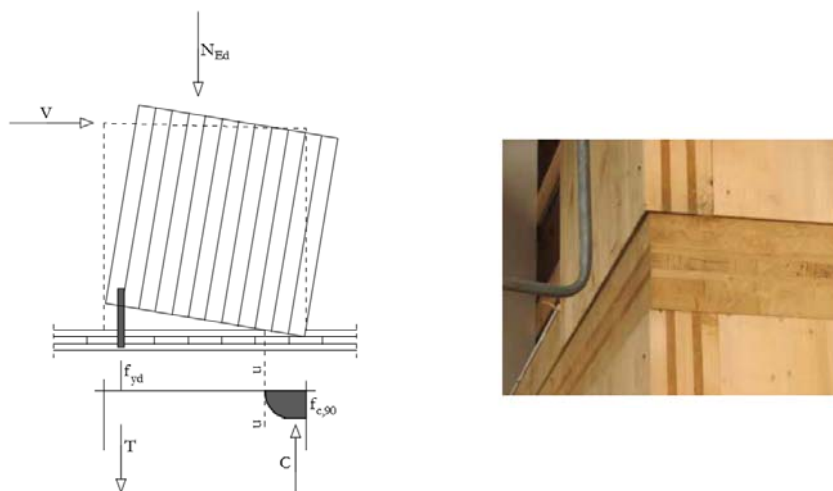


Fig. 4.7 La compressione ortogonale alle fibre

La rigidezza assiale dell’elemento C è si può esprimere come:

$$k_{90} = \frac{E_{90} A_{90}}{H}$$

in cui E_{90} è il modulo elastico del legno in direzione ortogonale alle fibre, A_{90} è l'area di contatto legno-legno e H è l'altezza del solaio, o del dormiente quando si tratta di elementi a piano terra. Più in dettaglio, l'area di ciascun elemento è fornita dal prodotto dello spessore del pannello per l'interasse con cui sono spazati gli elementi C .

Per definire in modo più rigoroso questa rigidezza c'è da considerare ~~innanzitutto~~ che la compressione ortogonale si diffonde su un'area di contatto maggiore di quella appena descritta a causa dell'*effetto di confinamento* sviluppato dalle fibre non direttamente sollecitate dal carico. Sperimentalmente si osserva che campioni di legno non confinati, testati a compressione ortogonale, presentano maggiore rigidità rispetto a quelli non confinati (Piazza et al., 2005) come mostrato in Fig. 4.8. Quindi l'area A_{90} dovrebbe essere valutata su di una superficie di impronta maggiorata, assumendo, ad esempio, una diffusione a 45° del carico come proposto anche da Blass & Gorglacher (2014). Poi, c'è da considerare anche l'effetto di diffusione delle deformazioni lungo lo spessore dell'elemento sollecitato a compressione ortogonale. Infatti esse non si diffondono sull'intero spessore ma solo su una porzione di esso, il che può essere stimato integrando le deformazioni lungo lo spessore, ipotizzando una diffusione delle tensioni a 45° (Blass & Gorglacher 2014).

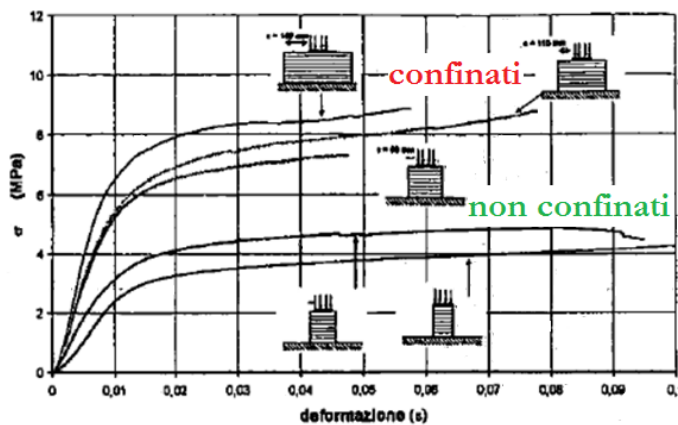


Fig. 4.8 Legame σ - ε di provini sollecitati in direzione ortogonale (Piazza et al., 2005)

Con riferimento allo schema di Fig. 4.9, che simula il caso in cui il pannello del piano terra poggia su una base in legno, lo spessore interessato dalla deformazione si può determinare come:

$$\Delta H = \int_0^h \frac{\sigma(x)}{E_{90}} dx$$

Da cui si ottiene l'espressione:

$$\Delta H = \frac{F}{2 b E_{90}} \ln \left(2 \frac{h}{l} + 1 \right)$$

Nel caso, invece di pannelli, ai piani intermedi il ΔH si ottiene allo stesso modo ma integrando su metà spessore ($H/2$) (Fig. 4.9 b).

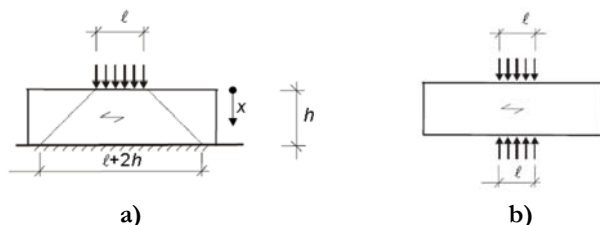


Fig. 4.9 Diffusione del carico e delle deformazioni: a) pannello al piano terra, b) pannello ai piani intermedi

Il problema della compressione ortogonale influenza, però, anche la resistenza e la deformazione ultima da assumere nel legame costitutivo dell'elemento frame che simula il contatto legno-legno. Infatti, come già accennato la resistenza a compressione ortogonale alle fibre è molto minore di quella in direzione parallela ($f_{c,90} \cong f_{c,0}/10$), pertanto la resistenza che governa la plasticizzazione di questa zona è quella in direzione ortogonale. Anche in questo caso la resistenza in direzione ortogonale deve essere incrementata per un coefficiente k_s , assunto nei casi di seguito esaminati pari a 1.50 (EC5), ma che potrebbe addirittura assumersi pari a 2.00 (NZS 3603, 2003; Blass & Gortlacher, 2014; Schickhofer et al., 2012).

Il limite di deformazione ultima in compressione ortogonale ($\epsilon_{c,90,u}$), è di difficile definizione poiché dai risultati di prove sperimentali non si evince un limite di deformazione ultima ben definito (Lomonte, 2013). Al progredire della deformazione plastica, infatti, si assiste ad un progressivo schiacciamento delle fibre che si traduce in un ramo pseudo-incrudente del legame σ - ϵ che può raggiungere deformazioni anche fino al 40-50% (Fig. 4.10).

Tuttavia, si ritiene che un limite massimo ragionevole di deformazione ultima possa essere fino al 10%, tratto in cui il legame tenso-deformativo è quasi elastico-perfettamente plastico.

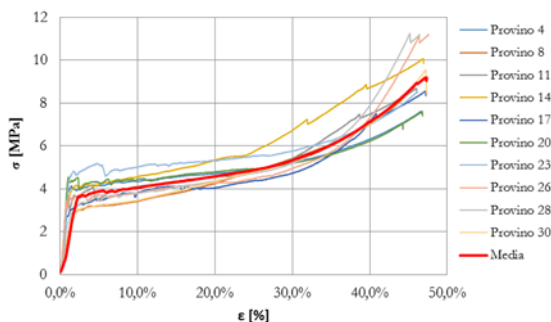


Fig. 4.10 Diagramma σ - ϵ in compressione ortogonale (Lomonte, 2013)

Capitolo 5

RESISTENZA E DUTTILITA' DEL PANNELLO X-LAM

5.1 Introduzione

Così come avviene per le altre tipologie strutturali anche nel caso delle pareti X-lam la ricerca scientifica sta fondando i criteri di progettazione sul più moderno concetto del *capacity design*, secondo cui la capacità sismica delle strutture si gioca non solo in termini di resistenza ma anche in termini di spostamento inelastico (ductilità). Questo implica che una struttura ben progettata deve possedere capacità di esibire deformazioni inelastiche (senza significative perdite di resistenza) al fine di superare anche terremoti con alto periodo di ritorno.

Nel caso degli edifici in X-lam la resistenza e la duttilità dipendono entrambe dai sistemi di connessione. La possibilità di attivare un comportamento duttile globale della parete è assicurata dalle capacità deformative, a livello sezionale (intendendosi per tale la sezione di contatto legno-legno), possedute dai collegamenti meccanici.

Pertanto, al fine per poter analizzare il comportamento del pannello sotto azioni orizzontali è necessario definire la sua resistenza nonché la capacità di spostamento, quest'ultima espressa, ad esempio, in funzione di duttilità in curvatura.

Il drift totale in testa al pannello ligneo è fornito dalla somma di quattro componenti di spostamento: due legate ai sistemi di connessione che sono il ribaltamento (rocking) e lo scorrimento (sliding) alla base e due legate alle caratteristiche intrinseche del pannello ligneo che sono la componente flessionale e tagliente della deformazione.

Prove sperimentali hanno evidenziato come questo drift è quasi interamente dovuto ai fenomeni di rocking e sliding, potendosi ritenere trascurabile la deformabilità flessionale e tagliente intrinseca del pannello; queste ultime due, infatti, contribuiscono per una percentuale inferiore al 5% sullo spostamento totale. Alla luce di queste considerazioni il pannello ligneo può considerarsi come un *blocco rigido* in cui tutta la deformazione è concentrata nelle connessioni alla base e il comportamento

inelastico dell'intero sistema è governato dai collegamenti. Solo nel caso di pareti con grandi aperture il comportamento flessionale intrinseco del pannello potrebbe non essere più trascurabile.

Tuttavia è possibile effettuare una classificazione dei pannelli in funzione della loro deformazione predominante durante il comportamento ciclico:

- rocking behaviour;
- combined rocking-sliding behaviour;
- sliding behaviour.

Con riferimento, poi, al comportamento da rocking possono individuarsi due differenti tecnologie costruttive di pareti X-lam: quella con pannelli singoli (*single wall*) e quella con pannelli accoppiati (*coupling walls*). I pannelli accoppiati sono costituiti da due o più pannelli collegati tra di loro da mediante connessioni meccaniche (ad esempio guanciali in legno chiodati, unioni a mezzo legno etc.). In funzione, poi, del grado di accoppiamento fornito dalle connessioni tra i pannelli possono individuarsi differenti tipologie di comportamento:

- pareti accoppiate con connessione infinitamente deformabile (ogni pannello si comporta in maniera indipendente dall'altro) (Fig. 5.1 a);
- pareti accoppiate con connessione semi-rigida (Fig. 5.1 b);
- pareti accoppiate con connessioni infinitamente rigida (parete monolitica) (Fig. 5.1 c).

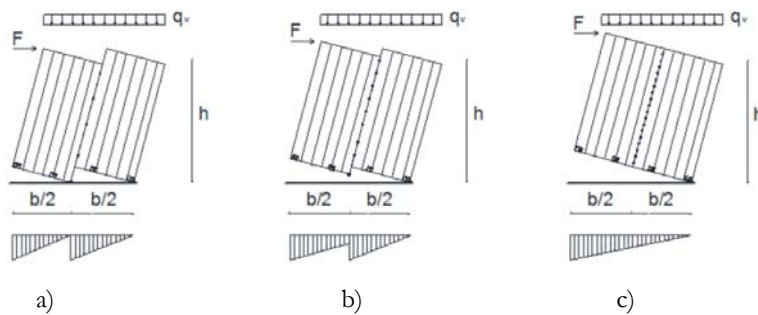


Fig. 5.1 Tipi di comportamento di pareti accoppiate: a) infinitamente deformabile, b) connessione semi-rigida, c) infinitamente rigida (parete singola)

La maggiore o minore rigidità degli elementi di accoppiamento definisce un differente comportamento della sezione di base. Nel caso di connessione a rigidità nulla nella zona di contatto tra le pareti si verifica uno scorrimento (con forze di scorrimento nulle) e ogni parete si comporta a mensola isolata, questo comporta che la sezione di base risulta composta da due pezzi separati ciascuno dei quali ha un proprio diagramma delle deformazioni e delle tensioni. Al contrario, nel caso di connessione infinitamente rigida non si verifica scorrimento tra i pannelli e la sezione di base ha un unico diagramma delle

deformazioni. Il collegamento semirigido è una situazione intermedia tra i due casi limite appena descritti ed la maggiore o minore efficienza della connessione tra i pannelli determina un comportamento della sezione che si avvicina rispettivamente al caso infinitamente rigido o infinitamente deformabile.

I comportamenti appena descritti sono, per analogia, gli stessi che si verificano nel caso di setti in c.a. con aperture, dove in funzione della rigidezza offerta dalle travi di accoppiamento (ovvero della grandezza delle aperture in relazione alla parete) si distinguono i tre casi di comportamento: mensole separate, mensola unica e comportamento a telaio con trave di accoppiamento rigida e resistente a flessione e a taglio (Priestley & Pauley, 1992).

Nel presente lavoro verrà analizzato il comportamento sezionale, elastico ed inelastico, di pareti singole (mensole separate) o, in modo equivalente, di pareti accoppiate con connessione a rendimento unitario (mensola unica) sollecitate a flessione composta retta.

5.2 Modellazione meccanica della sezione

Il criterio di modellazione dei sistemi di collegamento proposto nel Cap. 4 permette di poter analizzare anche il comportamento sezionale del pannello in termini di resistenza e di duttilità. Infatti, è stato possibile sviluppare un modello di comportamento della *sezione* della zona di connessione, dove per tale si intende l'area di contatto tra pannello e solaio se riferita ai piani intermedi e tra solaio e dormiente se riferita al piano terra.

Il comportamento meccanico di questa sezione può essere schematizzato sfruttando l'analogia con la sezione in c.a.: le connessioni meccaniche costituiscono l'armatura mentre il legno compresso il calcestruzzo. Più in dettaglio, gli HD rappresentano l'armatura longitudinale predisposta all'assorbimento della trazione, mentre gli angolari (SA) l'armatura a taglio (che lavorano a mo' di bietta). Nel modello qui proposto, si trascura il contributo a trazione offerto dagli angolari, ipotesi questa accettabile poiché sono posizionati, generalmente, nelle zone centrali dei pannelli, dove la sollecitazione di trazione risulta piuttosto ridotta. In zona compressa si trascura la resistenza offerta dagli HD, in quanto i problemi di buckling locale renderebbero nullo il loro contributo. Pertanto, tutta la compressione è assorbita - al continuo - esclusivamente dal legno sollecitato in direzione ortogonale alle fibre in accordo a quanto già descritto nel Cap. 4.

Con riferimento, quindi, alla teoria tecnica del c.a. è noto che esistono tre differenti stadi di comportamento. Il primo stadio è quello in cui il calcestruzzo e l'acciaio (teso e compresso) hanno un comportamento elastico-lineare, cioè nel calcestruzzo si destano tensioni sempre minori di quella di fessurazione e l'acciaio rimane in campo elastico. Il

secondo stadio è quello in cui il calcestruzzo teso, avendo superato la sua resistenza a trazione, è fessurato, mentre l'acciaio è ancora in fase elastica. Il terzo stadio, invece, è quello corrispondente ad un comportamento plastico della sezione in cui il calcestruzzo e l'acciaio hanno raggiunto i loro limiti di resistenza.

Questi tre stadi comportamentali possono essere trasferiti, per analogia, alla sezione lignea, sotto le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- la zona di contatto legno-legno non reagente a trazione;

Il primo stadio, però, non è applicabile al caso della sezione lignea data l'incapacità della zona di contatto legno-legno di resistere a trazione, mentre possono sussistere il secondo e terzo stadio (Fig. 5.2).

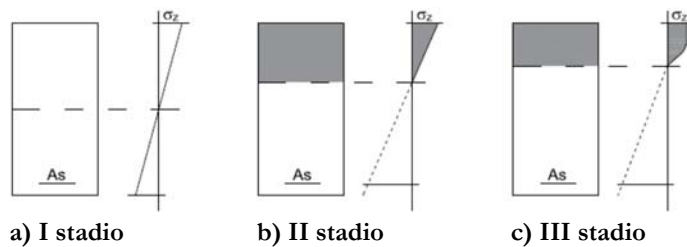


Fig. 5.2 Stadi comportamentali del c.a.

Il modello meccanico proposto è di carattere generale dal momento che permette di tenere in conto della possibilità di applicazione di qualsiasi tipo di approccio di gerarchia delle resistenze tra gli elementi della connessione, semplicemente assumendo come resistenza dell'HD la resistenza a trazione dell'acciaio oppure quella corrispondente alla teoria di Johansen.

Il comportamento meccanico della sezione dipende, ovviamente, dalla scelta dei legami costitutivi dei materiali (acciaio e legno). Per l'acciaio è stato adottato un classico legame elastico-perfettamente plastico la cui resistenza è limitata alla tensione di snervamento (f_{yd}) la cui corrispondente deformazione di limite elastico $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E$, mentre la deformazione ultima, in accordo alla Normativa Italiana, è stata assunta pari al $\epsilon_{HD,u} = 7\%$, quindi nella sostanza indefinita (Fig. 5.3).

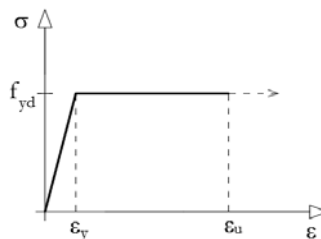


Fig. 5.3 Legame costitutivo dell'acciaio

Più problematica, invece, appare la definizione del legame costitutivo per il legno compresso in direzione ortogonale alle fibre. La resistenza a compressione in direzione ortogonale alle fibre è molto più bassa di quella in direzione parallela ($f_{c,90}/f_{c,0}=1/10$) e il legame σ - ε in direzione perpendicolare mostra un differente comportamento anche seconda della direzione di applicazione del carico rispetto alla fibratura (Giordano, 1993), cioè se applicato in direzione radiale, tangenziale o diagonale. Quando sollecitato in direzione radiale il legno esibisce una maggiore resistenza dovuta al fatto che le fibre subiscono solamente uno schiacciamento, a differenza del caso tangenziale in cui si attiva uno scorrimento e peggio ancora nel caso diagonale in cui si governano scorrimento e schiacciamento.

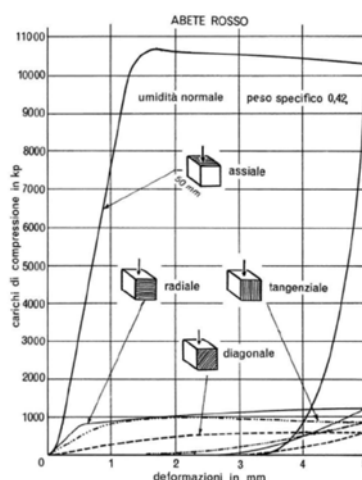


Fig. 5.4 Legame σ - ε del legno in compressione ortogonale (Giordano, 1993)

Risultati di prove sperimentali a compressione ortogonale in direzione radiale su provini di legno netto, svolte dallo scrivente, confermano quanto riportato in letteratura tecnica. Infatti si registrano valori di resistenza di circa un decimo di quella in direzione ortogonale (intorno ai 4-5 MPa) e il legame tensione-deformazione presenta un ramo di “snervamento”, seguito da un ramo incrudente (come mostrato nel grafico 4.10 del Cap. 4).

La prima difficoltà consiste nella definizione della tensione di pseudo-snervamento, la quale non risulta ben definita dalle prove sperimentali. Indicazioni bibliografiche (Piazza et al., 2005) consigliano di definire una tensione convenzionale, corrispondente ad una deformazione di limite elastico pari all'1%.

Il secondo punto riguarda invece il ramo di deformazione plastica, infatti anche qui non è semplice poter definire una vera e propria deformazione ultima. Trascurando quindi la parte incrudente, in cui si verifica uno schiacciamento progressivo delle fibre, che in teoria potrebbe crescere in maniera esponenziale asintotica, si ritiene ragionevole fissare un

limite di deformazione ultima ammissibile intorno al 10%.

In realtà, nelle analisi svolte in questo lavoro la deformazione ultima del legno ($\epsilon_{90,u}$) è stata considerata, spesso, come un parametro variabile al fine di poter investigare la sua influenza sul comportamento del pannello.

In accordo ai risultati delle prove sperimentali si è definito un legame σ - ϵ del tipo parabola-rettangolo (analogamente al caso del calcestruzzo) con un limite di resistenza $f_{c,90}$ a cui corrisponde una deformazione di limite elastico $\epsilon_{90,y}=0.7\%$ (Fig. 5.5).

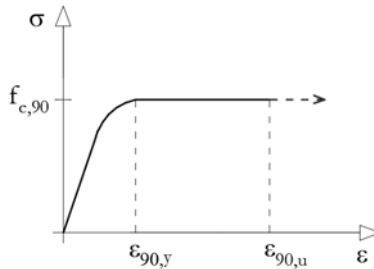


Fig. 5.5 Legame σ - ϵ del legno direzione ortogonale

5.3 Il momento resistente della sezione

La resistenza al ribaltamento (*rocking*) del pannello X-lam sottoposto ad azioni orizzontali e gravitazionali è offerta dalla resistenza a trazione dei sistemi di collegamento (hold-down e angolari) e da quella a compressione del legno.

Il momento resistente è stato determinato adottando il modello di comportamento meccanico della sezione e dei legami costitutivi dei materiali sopra descritti. Molto semplicemente la resistenza flessionale, in presenza di sforzo assiale, è fornita dall'equilibrio interno sviluppato tra la massima risultante di trazione degli HD, quella di compressione del legno e dallo sforzo applicato (Fig. 5.6).

E' da specificare che la trazione è contrastata principalmente dagli hold-down in quanto posizionati agli estremi del pannello, mentre gli angolari collocati, più nella zona centrale del pannello, offrono un contributo in genere trascurabile (Gavric & Popovski, 2015b). Tuttavia, nel modello proposto è possibile considerare anche il contributo a trazione degli angolari. Infatti, come dimostrato anche da Gavric et al. (2011) i risultati di prove sperimentali a trazione sugli angolari mostrano che essi possiedono una resistenza a trazione molto prossima a quella degli HD.

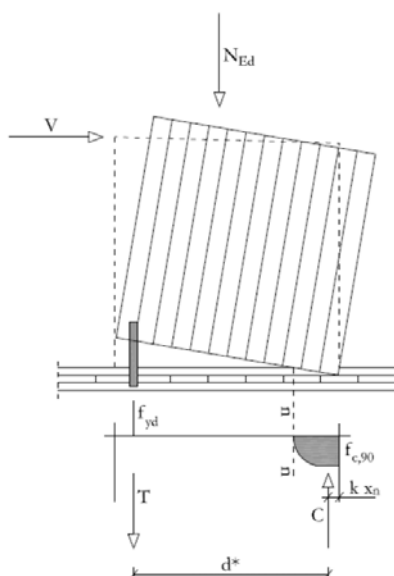


Fig. 5.6 Stato tensionale sulla sezione in condizioni ultime

Il momento ultimo della sezione presso/tenso-inflessa si determina con lo stesso procedimento adottato nel caso di sezioni in cemento armato. Con riferimento al caso più generale possibile di sezione con più hold-down distribuiti lungo la base del pannello e fissato che il legno compresso abbia raggiunto la massima deformazione ultima ($\epsilon_{90,u}$) è possibile ricercare la posizione dell'asse neutro per via iterativa fino al soddisfacimento dell'equilibrio alla traslazione della sezione tra le risultanti interne (di trazione e compressione) e lo sforzo normale applicato (Fig. 5.7).

In particolare, la procedura per la ricerca della posizione dell'asse neutro può schematizzarsi come segue:

1. fissare la deformazione ultima ($\epsilon_{90,u}$) nel legno compresso;
2. ipotizzare una posizione dell'asse neutro: come primo tentativo è buona regola ipotizzare la sezione tutta compressa per valutare se la sezione è parzializzata o meno; dopodiché, sfruttando la linearità del diagramma delle deformazioni determinare lo sforzo all'interno degli HD;
3. verificare se è soddisfatto l'equilibrio alla traslazione della sezione;
4. nel caso in cui l'equilibrio non è soddisfatto si fissa una nuova posizione dell'asse neutro e si reitera il procedimento fino al soddisfacimento dell'equilibrio alla traslazione.

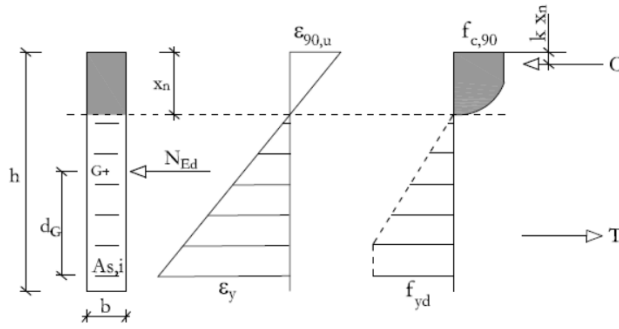


Fig. 5.7 Sezione al terzo stadio

L'equilibrio alla traslazione si scrive come:

$$\beta b f_{c,90,d} x_n + \sum_{HD=1}^n A_{s,i} \sigma_{s,i} = N_{Ed} \quad (5.1)$$

essendo $\beta = 0.81$ il fattore di riempimento, b la base della sezione, x_n la posizione dell'asse neutro, $A_{s,i}$ e $\sigma_{s,i}$ rispettivamente l'area e la tensione degli hold-down, N_{Ed} lo sforzo normale agente e $f_{c,90,d}$ la tensione a compressione di progetto del legno in direzione ortogonale calcolata tenendo conto dell'effetto di diffusione del carico ($k_c = 1.50$) nella zona compressa: $f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_c / \gamma_M$.

Con l'equilibrio alla rotazione, ad esempio, intorno al baricentro geometrico della sezione si ottiene il momento resistente:

$$M_{Rd}(N_{Ed}) = \beta b f_{c,90,d} x_n (h/2 - k x_n) + \sum_{HD=1}^n A_{s,i} \sigma_{s,i} d_{G_i} \quad (5.2)$$

avendo indicato con d_{G_i} la distanza del generico HD dal baricentro della sezione, con $k x_n$ la distanza tra la risultante interna delle compressioni ed il lembo compresso della sezione, assumendo $k = 0.416$.

Nel caso in cui, come spesso richiesto in fase di progettazione, sulla sezione sono presenti solamente due HD, ciascuno per ogni estremo del pannello, la posizione dell'asse neutro può essere direttamente ottenuta dall'equilibrio alla traslazione ipotizzando che l'HD sia snervato (ipotesi questa da verificare dopo aver determinato l'asse neutro):

$$x_n = \frac{N_{Ed} - A_s f_{yd}}{\beta b f_{c,90,d}} \quad (5.3)$$

Mentre il momento ultimo vale:

$$M_{Rd}(N_{Ed}) = \beta b f_{c,90,d} x_n (h/2 - k x_n) + A_s f_{yd} d_{G_i} \quad (5.4)$$

5.4 I domini di resistenza M-N

Sfruttando sempre l'analogia con le sezioni in c.a. è stato possibile sintetizzare l'espressione del momento ultimo mediante dei domini di interazione M-N, ottenuti sviluppando un software in linguaggio visual basic con il software Excel.

La possibilità di disporre di domini M-N ha consentito di condurre delle valutazioni circa l'influenza dei principali parametri geometrici, deformativi e di resistenza dei sistemi di connessione sulla resistenza ultima.

Queste analisi sono state svolte con riferimento ad un pannello X-lam a tre strati avente una sezione di base $b=13.5$ cm (ogni strato di spessore 4.5 cm) e altezza $h=275$ cm sul quale agisce uno sforzo normale centrato $N_{Ed}=220$ kN. Esso presenta hold-down uniformemente distribuiti lungo l'altezza della sezione di base, spaziati ad un interasse di 25 cm (il primo e l'ultimo posti a 12.5 cm dagli estremi) aventi sezione rettangolare di 2x60mm. Sono realizzati in acciaio S275 la cui resistenza di progetto è $f_{yd}=275/\gamma_M=262$ MPa (essendo $\gamma_M=1.05$) e la corrispondente deformazione di limite elastico $\epsilon_{90,y}=0.13\%$.

Le caratteristiche meccaniche del pannello sono quelle corrispondenti al legno lamellare GL24h, la cui resistenza caratteristica a compressione in direzione ortogonale è $f_{c,90,k}=2.70$ MPa. La resistenza di progetto è stata ottenuta riducendo il valore caratteristico per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M=1.50$ e incrementandolo di $k_c=1.50$ per tener conto dell'effetto di diffusione trasversale nella zona di contatto, restituendo quindi un valore di progetto $f_{c,90,d}=2.70$ MPa. Per il legno è stato adottato un legame parabola rettangolo con deformazione di limite elastico $\epsilon_{90,y}=0.7\%$, mentre la deformazione ultima $\epsilon_{90,u}$ è stata considerata variabile nel range 1%-5%.

In Fig. 5.8 è riportato il dominio di resistenza del pannello del caso studio assumendo per il legno e per l'acciaio una deformazione ultima dell'1%.

Il dominio ottenuto rispetta perfettamente tutte le ipotesi della *teoria della plasticità* (Franciosi, 1979):

- (i) essendo relativo ad un materiale non-iso-resistente a trazione e compressione esso non è simmetrico rispetto all'asse delle ordinate;
- (ii) in corrispondenza del massimo sforzo normale centrato di trazione e di compressione il momento flettente è nullo: infatti la sezione rispetto a queste sollecitazioni risponde come un materiale omogeneo ed isotropo perché resistono rispettivamente solo gli HD (a trazione) o solo il legno (a compressione);
- (iii) poiché la sezione è costituita da materiale non iso-resistente il dominio è simmetrico solo rispetto all'asse delle ascisse.

Nella stessa figura è rappresentato, con linea punteggiata, il dominio limite per la sezione priva di "armatura" (pannello non "armato"). Questo risulta interamente traslato nel quadrante delle compressioni e mostra una non trascurabile riduzione di momento

resistente rispetto al caso del pannello “armato”.

E' interessante notare che l'analisi parametrica svolta al variare della deformazione ultima del legno nel range 1%-5%, sul pannello con hold-down posizionati solo agli estremi del pannello, evidenzia che l'incremento della deformazione ultima del legno non modifica il dominio di resistenza M-N (Fig. 5.9); questo perché nei casi ordinari la crisi del pannello è quasi sempre dettata dalla rottura a trazione degli hold-down. Tuttavia, come mostrato più in avanti, l'incremento di deformazione ultima produce notevoli incrementi di duttilità in curvatura del pannello.

Al contrario l'incremento di area della sezione resistente (A_{si}) degli hold-down produce un “ampliamento” del dominio M-N nel quadrante delle trazioni, ma con sforzo limite di compressione centrata fisso, come mostrato in Fig. 5.10.

Nella pratica costruttiva, però, gli hold-down non sono uniformemente distribuiti lungo tutto il pannello, ma viene utilizzata una coppia per ogni spigolo. In Fig. 5.11 è stata valutata la riduzione di resistenza che si ottiene posizionando uno (1HD) e due (2HD) coppie di hold-down per ogni estremo rispetto al caso di hold-down uniformemente distribuiti (UHD). Nella stessa figura è riportato pure il dominio del pannello senza “armatura” (w/o HD). Si osserva che, come giusto che sia, lo sforzo normale plastico in compressione rimane lo stesso, mentre la resistenza flessionale si abbassa notevolmente.

Infine è stata valuta l'influenza della resistenza a compressione del legno sulla resistenza del pannello. In Fig. 5.12 sono stati messi a confronto i domini della Fig. 5.11 dove la resistenza del legno è quella in direzione ortogonale, con quelli che si ottengono impiegando, invece, la resistenza a compressione parallela alle fibre $f_{c,0}$. In questo caso l'area resistente del legno è stata assunta come quella corrispondente ai soli due strati a fibratura verticale, trascurando cioè lo strato intermedio (2/3 A).

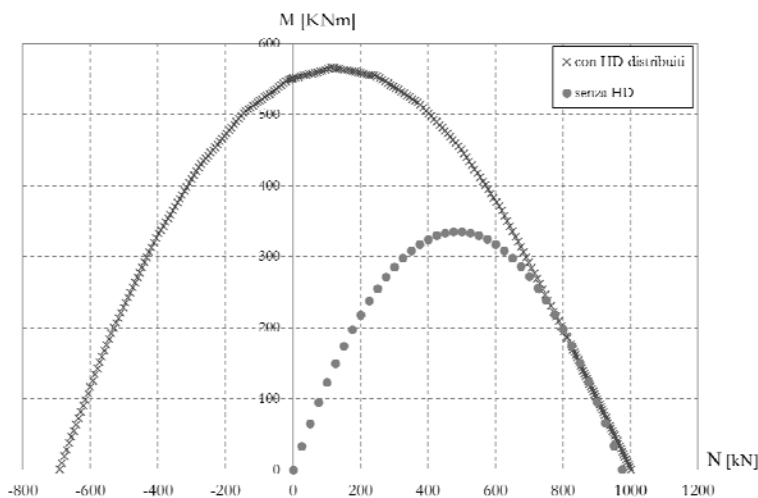


Fig. 5.8 Domini M-N con e senza “armatura”

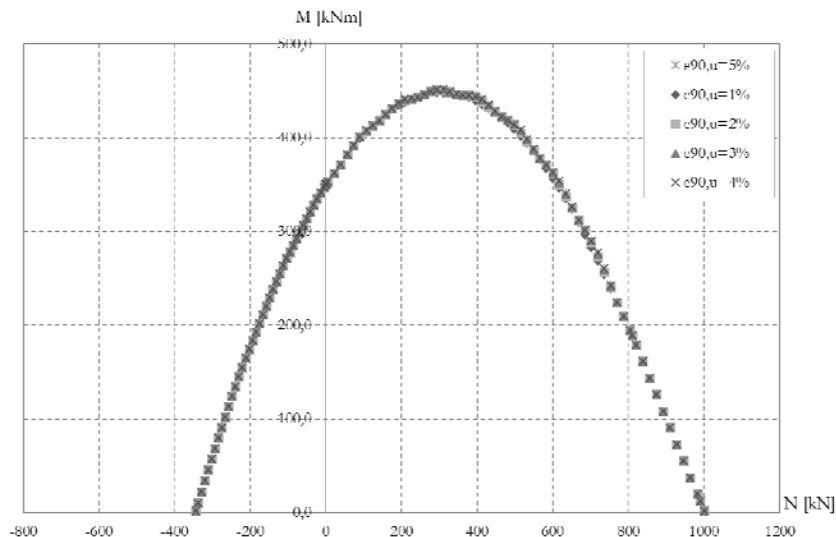


Fig. 5.9 Dominio M-N al variare della $\epsilon_{90,u}$

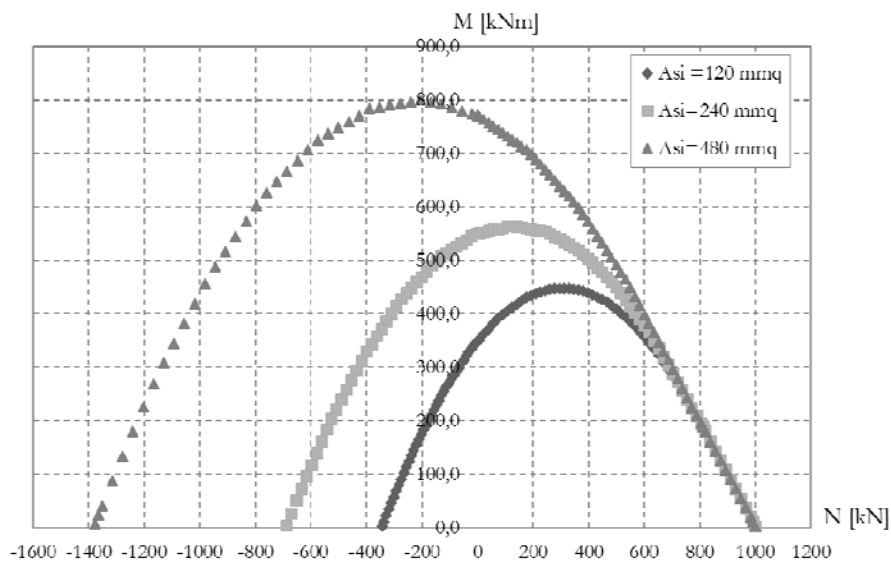


Fig. 5.10 Domini M-N al variare dell'area di hold-down

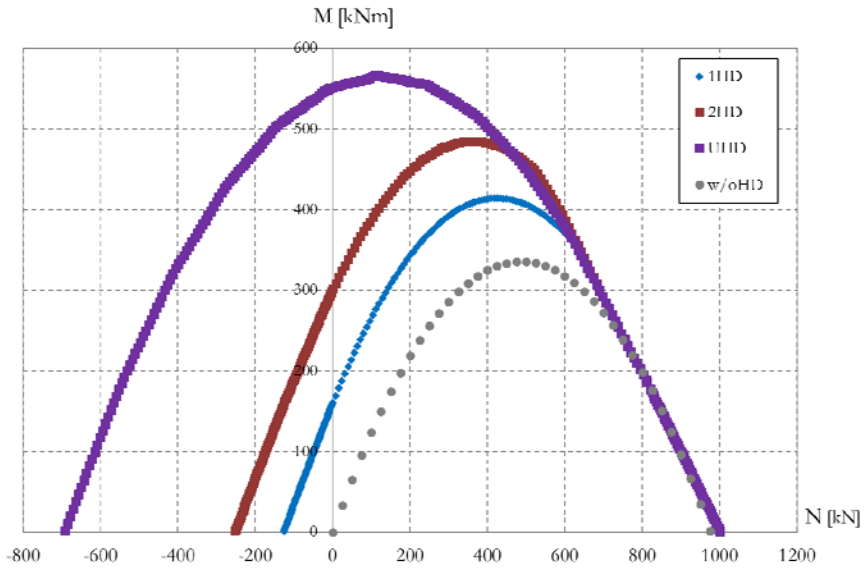


Fig. 5.11 Confronto tra domini con hold-down concentrati agli estremi e uniformemente distribuiti

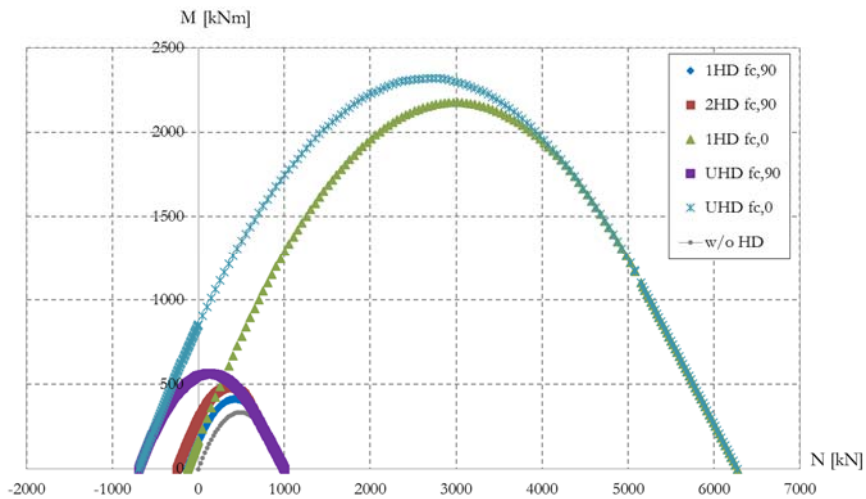


Fig. 5.12 Confronto tra i domini al variare della resistenza del legno

5.5 Il comportamento duttile della sezione: i diagrammi M- χ

La duttilità globale delle pareti X-lam sottoposte ad azioni sismiche dipende esclusivamente dalla duttilità locale delle sezioni delle zone di connessione, infatti qui si concentra tutto il comportamento plastico delle pareti.

La duttilità del modello sezionale proposto è stata investigata mediante la costruzione di diagrammi momento-curvatura (M- χ), espressi in modo parametrico al variare dei principali fattori che influenzano la resistenza e la duttilità in curvatura.

Il diagramma-M- χ è stato ottenuto mediante una procedura iterativa che consiste nell'assegnare un valore di primo tentativo della curvatura da cui ricavare, tramite l'equilibrio alla traslazione sulla sezione, la posizione dell'asse neutro. La procedura si ripete fin quando tale equilibrio non risulta soddisfatto. Dopodiché, l'equazione di equilibrio alla rotazione restituisce il valore del momento associato alla curvatura assegnata. Tramite questa procedura il diagramma viene costruito per punti.

Per il legno compresso (in direzione ortogonale) è stato assunto un legame semplificato del tipo elastico-perfettamente plastico con deformazione di snervamento $\varepsilon_{90,y}=0.7\%$, mentre la deformazione ultima è stata considerata variabile nel range 1%-5%, ciò al fine di investigare la sua influenza sulla risposta inelastica del pannello. La scelta di questo legame scaturisce dai valori che, mediamente, vengono restituiti da risultati di prove sperimentali su campioni di legno soggetti a test di compressione ortogonale.

Per l'acciaio, invece, è stato assunto un legame elastico-perfettamente plastico con deformazione di snervamento pari allo 0.13% e deformazione ultima pari all'1%.

I diagrammi M- χ ottenuti per via teorica sono stati, poi, confrontati con quelli ricavati dal modello numerico del pannello modellato al SAP 2000 secondo i criteri proposti al Cap. 4. Infatti, eseguendo analisi push-over su singoli pannelli X-lam (dotati di sistemi di connessione alla base) è stato possibile risalire ai diagrammi M- χ .

Il valore della curvatura ultima dipende oltre che dalla deformazione ultima del legno compresso, ma anche dallo sforzo normale applicato e dalla percentuale di "armatura" della sezione. Sfruttando la semplice condizione di equilibrio alla traslazione della sezione è stato possibile ricavare una espressione della curvatura ultima in forma chiusa che tiene conto di tutti questi parametri.

L'equilibrio scrive come:

$$\beta b x_u f_{c,90,d} - \sum_{HD=1}^n A_{si} \sigma_{si} = N_{Ed} \quad (5.5)$$

Nota che lo sforzo normale plastico si può scrivere come:

$$N_{Rd} = b h f_{c,90,d} \quad (5.6)$$

dove b e h sono rispettivamente la base e l'altezza della sezione. Dividendo l'equazione (5.5) per la (5.6) si ottiene:

$$\beta \frac{x_u}{h} - \frac{\sum_{HD=1}^n A_{si} \sigma_{si}}{b h f_{c,90,d}} = \frac{N_{Ed}}{b h f_{c,90,d}} \quad (5.7)$$

E' noto inoltre che la percentuale meccanica di armatura e lo sforzo normale adimensionale si possono esprimere come:

$$\omega_i = \frac{A_{si} \sigma_{si}}{b h f_{c,90,d}} \quad (5.8)$$

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{b h f_{c,90,d}} \quad (5.9)$$

Sostituendo la (5.8) e la (5.9) nella (5.7) si ottiene l'espressione dell'equilibrio alla traslazione in termini dimensionali:

$$\beta \frac{x_u}{h} = \sum_{HD=1}^n \omega_i + \nu \quad (5.10)$$

La curvatura ultima è definita come:

$$\chi_u = \frac{\varepsilon_{90,u}}{x_u} \quad (5.11)$$

ovvero:

$$\chi_u = \beta \frac{\varepsilon_{90,u}}{h(\sum_{HD=1}^n \omega_i + \nu)} \quad (5.12)$$

Il parametro che maggiormente influenza la capacità deformativa ultima dei pannelli X-lam è la deformazione ultima del legno compresso (in direzione ortogonale alle fibre). Pertanto, con riferimento al pannello X-lam descritto nel paragrafo precedente è stato costruito il diagramma momento-curvatura al variare di tale parametro nel range 1-5%. Dalla Fig. 5.13 si osserva che ad un incremento di deformazione ultima del legno, dall' 1% al 5%, corrispondono considerevoli incrementi di duttilità (μ), la quale incrementa di circa 4 volte (Tab. 5.1). Il primo snervamento è sempre dovuto agli HD tesi (punto SY nella Fig. 5.13) anche variando il limite deformativo ultimo del legno.

$\varepsilon_{90,u}$	M [kNm]	χ_u	μ
1%	604.50	0.75×10^{-4}	1.00
2%	604.50	1.20×10^{-4}	1.60
3%	604.50	1.80×10^{-4}	2.40
4%	604.50	2.40×10^{-4}	3.20
5%	604.50	3.00×10^{-4}	2.00

Tab. 5.1 Influenza della $\varepsilon_{90,u}$ sulla curvatura ultima e duttilità

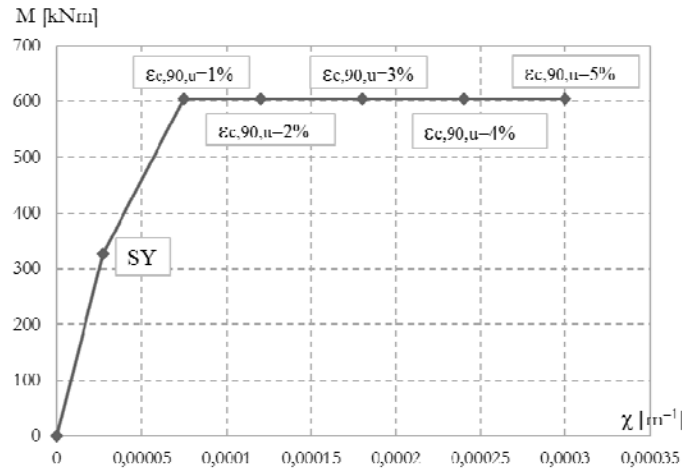


Fig. 5.13 Diagramma M- χ al variare della deformazione ultima del legno

Come espresso nella (5.12) la curvatura ultima, però, dipende anche dalla percentuale meccanica di “armatura” degli elementi di connessione e dall’entità dello sforzo normale applicato. In Fig. 5.14 è rappresentato il diagramma M- χ per il pannello di sezione 13.5x300 cm (con una coppia di hold-down per ciascun lato del pannello) e sollecitato da un tasso di lavoro a sforzo assiale pari al 20%, al variare dell’area di armatura: l’incremento dell’area degli hold-down comporta sempre un aumento di resistenza flessionale ultima accompagnata da una riduzione di duttilità; lo snervamento degli elementi tesi precede sempre quello del legno compresso, mentre la duttilità ultima si raggiunge per attingimento del limite di deformazione ultima del legno compresso.

In Fig. 5.15 sono rappresentati, sempre per lo stesso pannello, i diagrammi M- χ al variare dello sforzo normale agente. Come era da attendersi, l’incremento dello sforzo assiale comporta aumenti di resistenza flessionale accompagnati, però, da una riduzione della curvatura ultima. Anche in questo caso lo snervamento dei elementi metallici precede quello del legno in compressione, mentre la curvatura ultima è dettata dall’attingimento del limite di deformazione del legno compresso.

Nella Fig. 5.16 invece, sono rappresentati i diagrammi $M-\chi$ ottenuti al variare della resistenza a compressione del legno, una volta assunta pari a quella in direzione ortogonale alle fibre ($f_{c,90,d}$) e una volta pari a quella in direzione parallela ($f_{c,0,d}$). In particolare, nel caso della direzione parallela la deformazione ultima del legno è stata assunta pari all'1% (Piazza et al., 2005). L'incremento di resistenza da $f_{c,0,d}$ a $f_{c,90,d}$ comporta un non trascurabile incremento di resistenza flessionale della sezione, quasi a parità di curvatura ultima.

Infine, in Fig. 5.17 sono rappresentati i diagrammi $M-\chi$ al variare dell'altezza della sezione del pannello. L'aumento dell'altezza della sezione induce incrementi di resistenza, ma riduzione di duttilità. Anche in questo caso il primo snervamento si attiva negli hold-down, mentre la curvatura ultima è dettata dal raggiungimento della deformazione ultima del legno compresso.

Il comportamento globale del pannello ligneo, ovviamente, è definito da un gioco di interazione tra resistenza e duttilità. Infatti, come espresso nella (5.12) un incremento di percentuale di armatura produce un decremento di curvatura ultima, ma al contrario comporta un aumento della resistenza ultima (come mostrato tramite i domini M-N). Allo stesso modo l'incremento dello sforzo assiale produce una riduzione di duttilità, ma può produrre anche una riduzione di resistenza quando lo sforzo normale applicato è maggiore di quello corrispondente al massimo momento resistente della sezione. Invece, l'aumento della capacità deformativa ultima del legno determina un significativo incremento di duttilità ma non di resistenza, in tutti i casi in cui la crisi è dettata dal raggiungimento della massima deformazione degli hold-down.

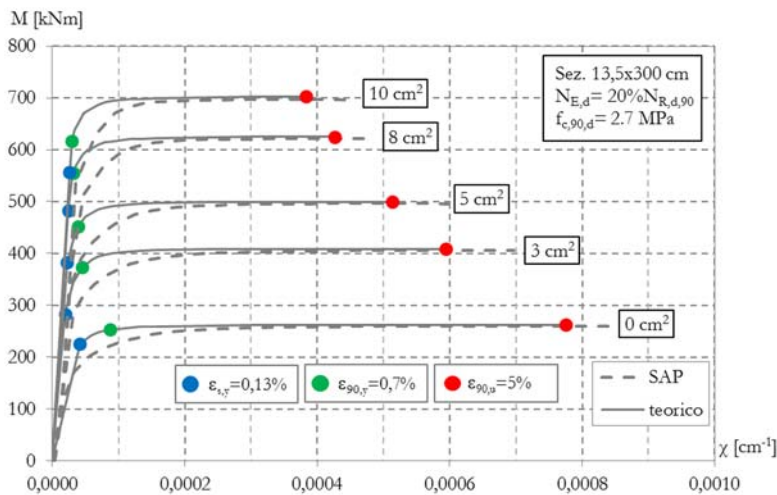


Fig. 5.14 Diagramma $M-\chi$ al variare dell'area di "armatura"

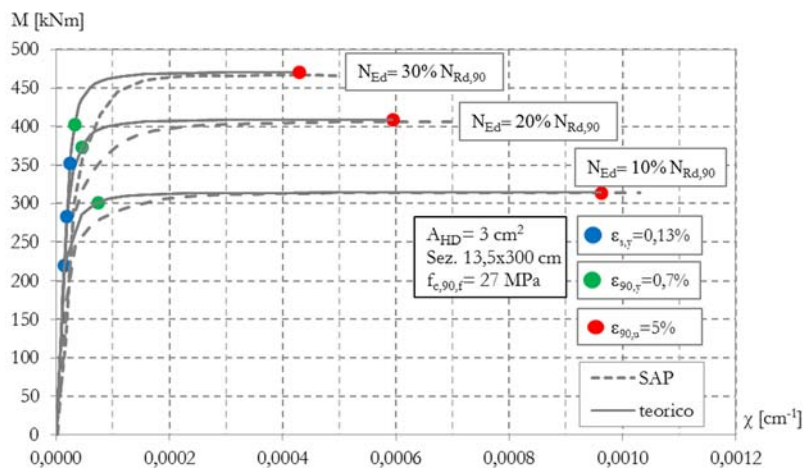


Fig. 5.15 Diagramma M- χ al variare dello sforzo assiale

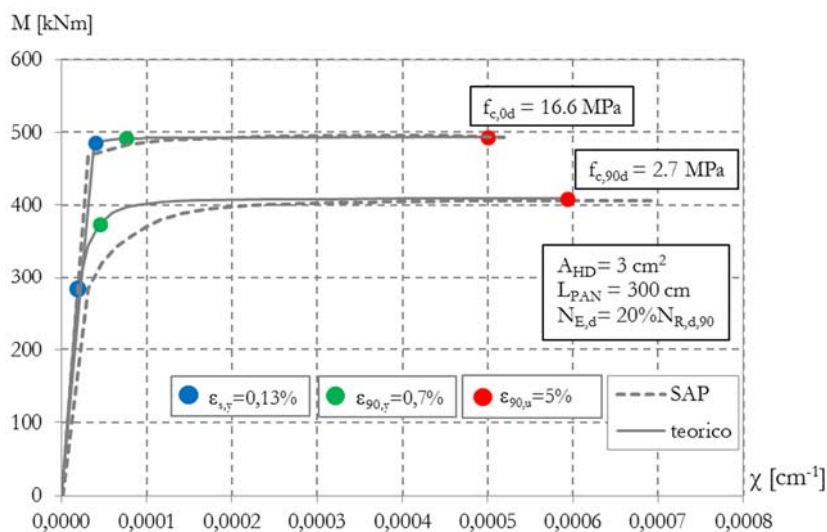
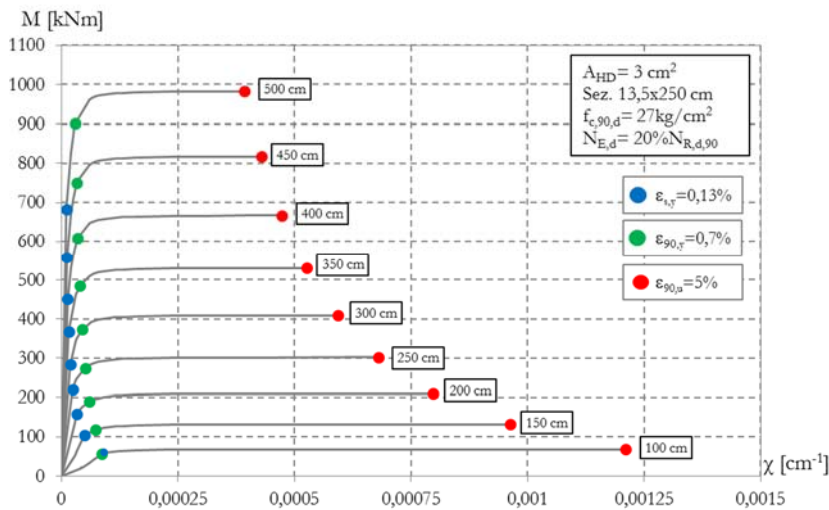


Fig. 5.16 Diagramma M- χ al variare della resistenza del legno

Fig. 5.17 Diagramma M- χ al variare dell'altezza della sezione

5.6 Confronto con un modello di resistenza semplificato

Il criterio di resistenza M-N del pannello proposto nel presente lavoro è un modello generale di comportamento che è in grado di contemplare i parametri che influenzano la sua risposta alle azioni orizzontali, quali la compressione ortogonale indotta dal pannello verticale sul solaio, la resistenza a trazione degli hold-down (ma anche degli angolari), i limiti di resistenza degli HD a seconda del criterio di gerarchia delle resistenze che si intende adottare.

Tuttavia in letteratura sono disponibili anche modelli più semplificati che permettono di risalire alla resistenza ultima a pressoflessione del pannello (Gavric & Popovski, 2015b). La semplificazione di questi modelli consiste nell'assumere che:

1. la crisi si attinge quando nell'HD più sollecitato si raggiunge la tensione di snervamento, assumendo una distribuzione delle tensioni sul pannello di tipo lineare e trascurando il contributo degli hold-down posizionati vicino al punto di rotazione del pannello;
2. è trascurabile il contributo degli angolari a trazione;
3. il pannello è dotato di *infinita resistenza (e rigidità) a compressione*, pertanto il ribaltamento avviene intorno allo spigolo più esterno del pannello.

L'approssimazione della infinita resistenza a compressione conduce ad un giusto compromesso nei casi in cui il pannello è posizionato su di una base rigida (ad esempio una fondazione in c.a.) o nel caso di sforzi assiali non elevati che raggiungono tassi di lavoro non superiori a circa il 30%.

La questione in esame è, tra l'altro, la stessa che nasce nelle strutture murarie quando si analizza il comportamento degli archi o delle pareti murarie in relazione al comportamento

fuori piano. Anche in questo caso si pone l'ipotesi di infinita resistenza a compressione (Heyman, 1995), il che induce a considerare la formazione di una cerniera cilindrica nello spigolo del paramento murario ed analizzare così il suo moto di ribaltamento fuori piano. Questa ipotesi che può ritenersi alquanto veritiera in questi casi, considerata l'esigua estensione della zona plasticizzata rispetto all'altezza della sezione, potrebbe non avere lo effetto nel caso di pannelli X-lam: elevati valori dello sforzo normale agente e scarsa resistenza in compressione ortogonale possono produrre significativi abbassamenti dell'asse neutro e quindi incrementi dell'area interessata dalla plasticizzazione.

La modellazione semplificata da luogo ad un dominio di resistenza M-N lineare e "aperto" indefinitamente dalla parte delle compressioni, mentre considerare la resistenza a compressione finita produce ad un *dominio convesso* che si chiude nel punto di massima resistenza a compressione centrata (Fig. 5.18).

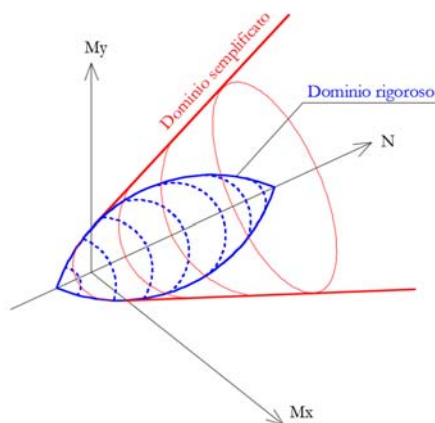


Fig. 5.18 Confronto domini M-N: semplificato vs rigoroso

Per valutare le differenze che nascono tra il modello proposto e quello semplificato sono stati tracciati i domini di resistenza con riferimento ad un pannello X-lam di riferimento avete sezione di base $b=13.5$ cm e di altezza $h=250$ cm. Sul pannello sono posizionati due coppie di hold-down per ogni estremo del pannello, ciascuno con area complessiva di 150mm^2 (quindi la coppia ha un'area di 300mm^2). Sul pannello agisce uno sforzo normale di compressione N_{Ed} di 50 kN.

Il momento ultimo del pannello, adottando la procedura semplificata, può essere ricavato sfruttando l'analisi limite dell'equilibrio, imponendo che il ribaltamento avvenga intorno allo spigolo del pannello e che l'hold-down abbia raggiunto lo snervamento, come riportato nella Fig. 5.19. L'equilibrio alla rotazione intorno al polo C risulta:

$$k(VH) - N \frac{h}{2} - A_s f_{yd} = 0$$

da cui il momento ultimo risulta:

$$M_{Rd} = N \frac{h}{2} + A_s f_{yd} d$$

E' lecito che in assenza di sforzo normale il momento ultimo del pannello è costante ed fornito dal solo contributo dell'armatura.

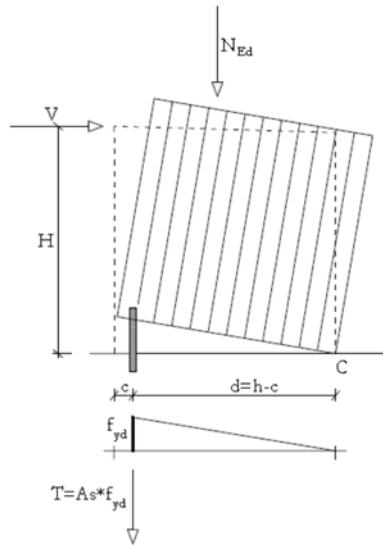


Fig. 5.19 Equilibrio limite del pannello

In Fig. 5.20 è riportato il dominio M-N del modello semplificato, rappresentato da una retta indefinita che interseca l'asse delle ordinate ad un valore del momento pari a $M_{Rd} = (A_s f_{yd})d$. Nella stessa figura è riportato il dominio di resistenza del medesimo pannello valutato con il metodo proposto il quale si “chiude” nella parte delle compressioni al valore di resistenza plastica del legno compresso.

La differenza fondamentale tra il metodo semplificato e quello proposto consiste nel fatto che quest'ultimo considera la *resistenza a compressione finita* per il legno, ciò comporta che la posizione dell'asse neutro avrà una profondità stabilita dall'equilibrio alla traslazione. A tal proposito è da notare che nel metodo semplificato, avendo fissato a-priori la posizione dell'asse neutro non è mai soddisfatto l'equilibrio alla traslazione orizzontale tra lo sforzo negli hold-down e lo sforzo normale esterno.

Dal punto di vista pratico i due metodi possono ritenersi equivalenti quando il tasso di lavoro per solo sforzo normale ricade nella parte bassa del dominio M-N, al contrario per tassi di lavoro elevati le differenze in termini di momento resistente diventa significativa.

Infine, è stata analizzata l'influenza della resistenza a trazione degli angolari sulla resistenza

del pannello. In Fig. 5.21 viene riportato lo stesso dominio M-N di cui sopra, in cui è stato aggiunto anche quello ottenuto considerando la presenza di una coppia di angolari resistenti a trazione posizionati a 12.5 cm a destra e sinistra della linea d'asse del pannello, aventi ciascuno un'area di 150 mm² (uguale agli hold-down). Il dominio dimostra che ai fini pratici è effettivamente possibile trascurare la loro influenza sulla resistenza a pressoflessione.

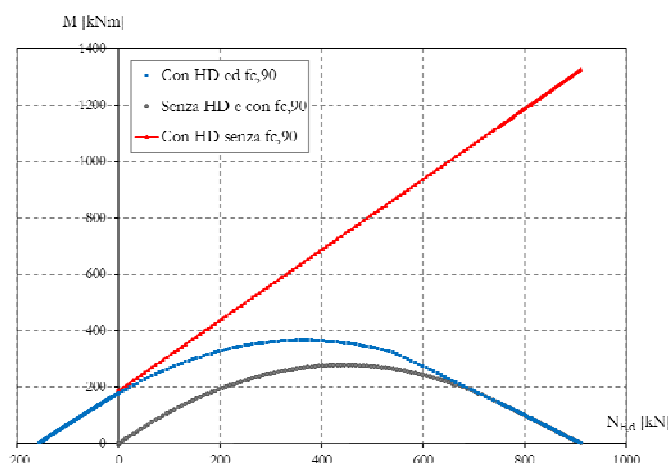


Fig. 5.20 Confronto dei domini M-N tra modello semplificato e modello proposto

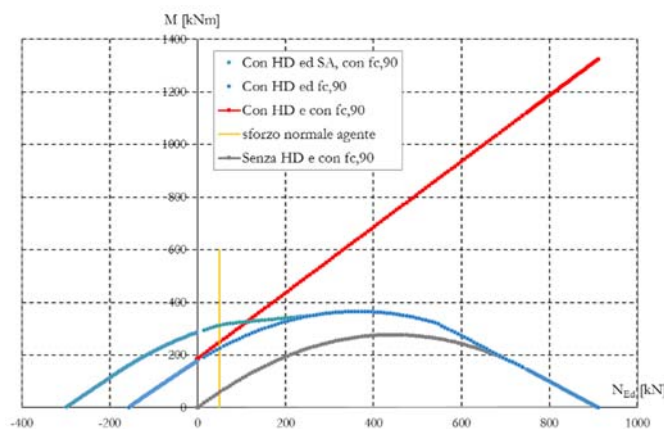


Fig. 5.21 Confronto domini M-N: caso con angolari resistenti a trazione

Inoltre, per effettuare un confronto, non solo in termini di resistenza ma anche di capacità di spostamento è stata eseguita una analisi di push-over sul pannello modellato adottando i criteri esposti al Cap. 4 (Fig. 5.22). Nello specifico, per il modello semplificato si è imposto che il punto di rotazione sia l'estremo del pannello, ottenuto posizionando in

tale punto un vincolo carrello. In entrambe i modelli si sono considerati gli angolari reagenti solamente a taglio, e i limiti di deformazione ultima assegnati agli hold-down e al legno compresso sono entrambi dell'1%. Nella Fig. 5.23 sono riportate le deformate dei pannelli al collasso con l'indicazione dell'attivazione delle cerniere plastiche. Come si può notare, nel caso del modello proposto la crisi si raggiunge per attingimento del limite di spostamento assiale dell'hold-down e con il legno compresso al limite di resistenza (ma non di deformazione ultima). Si nota inoltre come l'asse neutro, nel caso del modello proposto, assume una posizione piuttosto distante rispetto allo spigolo del pannello. Il tagliante ultimo ottenuto con il modello semplificato risulta maggiore di quello del modello proposto, come era già intuibile dalla osservazione dei domini M-N. La curva di capacità del modello proposto presenta, inoltre, una maggiore deformabilità elastica dovuta al basso valore del modulo elastico del legno in compressione ortogonale e uno spostamento ultimo più elevato scaturito dalle capacità deformative ultime del legno.

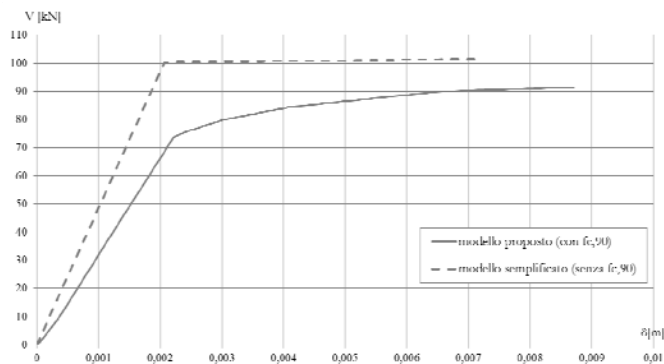


Fig. 5.22 Confronto curve di push-over

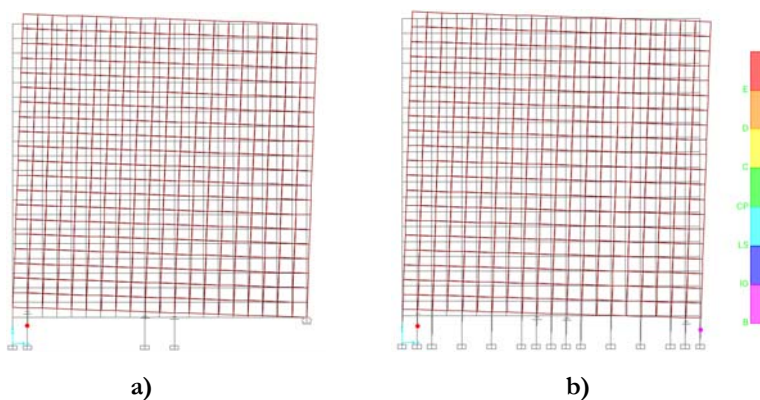


Fig. 5.23 Deformate al collasso: a) modello semplificato, b) modello proposto

Un ulteriore confronto, in termini curva di capacità, è stato condotto tra il modello

proposto e quello semplificato con riferimento alla mensola di tre piani le cui caratteristiche sono quelle descritte nel Cap. 6. La schematizzazione geometrica e meccanica della parete nel caso del modello proposto segue gli stessi criteri descritti al Cap. 4. Nel caso del modello semplificato, invece, per simulare l'infinita resistenza a compressione è stato posizionato il vincolo carrello al piano terra e un constraint "equal" ai piani superiori (nella parte sottovento rispetto alla direzione della push-over); in tal modo si è imposto che la rotazione del pannello avvenga intorno allo spigolo in basso a destra di ciascun pannello, supposto che la distribuzione di carico orizzontale spinge da sinistra verso destra. Invece, all'altro estremo è stato conservato un pendolo necessario a garantire la simmetria geometrica nei riguardi dei carichi verticali (in caso contrario la struttura subirebbe una deformata verso sinistra già per i soli carichi verticali). Tale pendolo è dotato di rigidità assiale infinita e di resistenza a trazione nulla in modo da accomodare il ribaltamento del pannello. La resistenza e la rigidità degli hold-down e degli angolari è la stessa per i due modelli. In Fig. 5.24 è riportato il confronto in termini di curva di capacità e, analogamente a quanto verificatosi per il caso del pannello singolo, la resistenza ottenuta con il modello semplificato è superiore rispetto a quella del modello proposto. Ciò è evidente anche dal confronto in termini di domini M-N riportati in Fig. 5.25.

Nella Fig. 5.26 sono riportate le deformate al collasso dei due modelli. In entrambe i casi la crisi si verifica per raggiungimento della massima deformazione assiale nell' HD più esterno del piano terra.

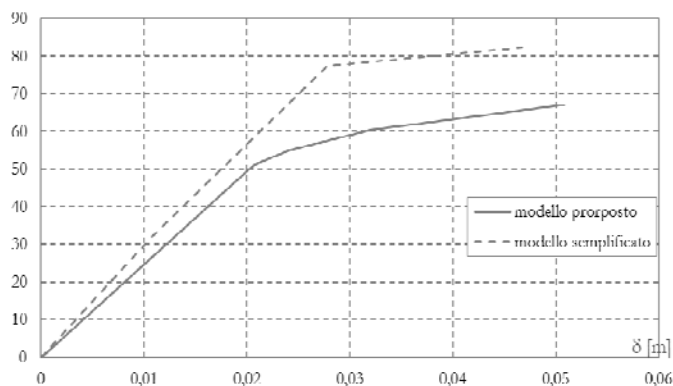


Fig. 5.24 Confronto curva di push-over: mensola a tre piani

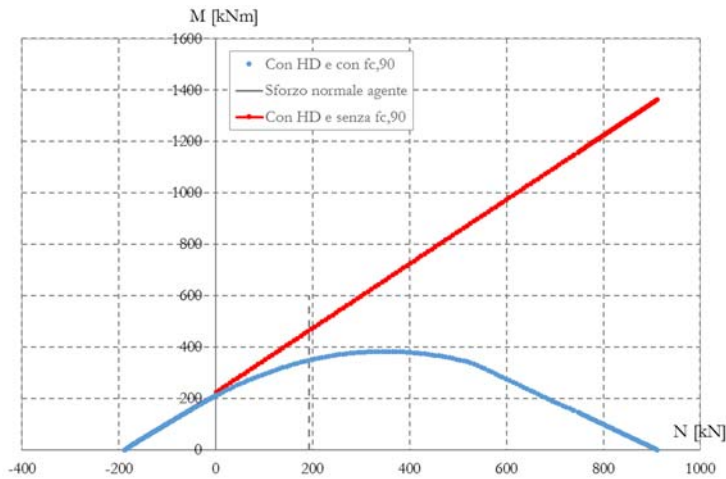


Fig. 5.25 Domini M-N

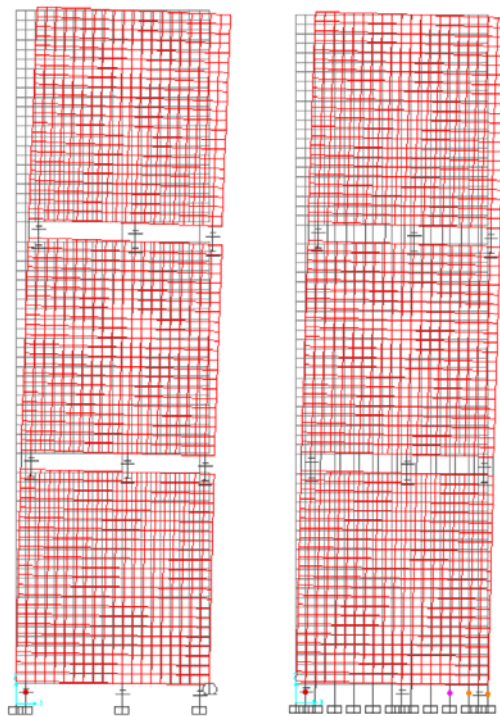


Fig. 5.26 Deformate al collasso: a) modello semplificato, b) modello proposto

Il massimo taglio alla base ottenuto con il l'analisi push-over sul modello semplificato è stato validato anche per via manuale. Infatti, noto il massimo sforzo normale agente alla

base $N_{Ed}=192$ kN, e assegnata una distribuzione di azioni laterali di tipo triangolare lungo l'altezza della mensola e possibile ricavare il taglio ultimo (V_u) alla base atteso.

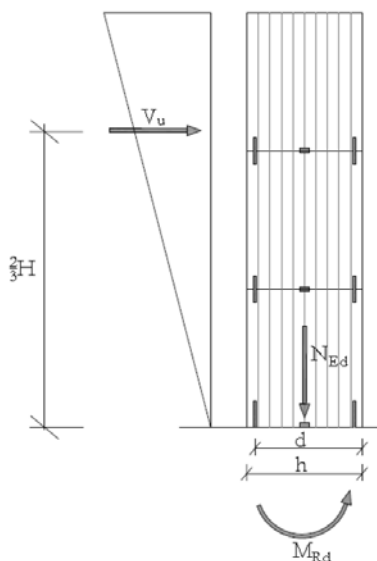


Fig.5.27 Equilibrio globale della mensola

Il momento resistente alla base della mensola si determina come:

$$M_{Rd} = N \frac{h}{2} + A_s f_{yd} d = 192000 \times \frac{2500}{2} + 360 \times 262 \times 2375 = 474 \text{ kNm}$$

da cui si ricava il taglio ultimo alla base:

$$V_{Rd} = \frac{3}{2} \frac{M_{Rd}}{H} = \frac{3}{2} \frac{474}{9} = 79.0 \text{ kN}$$

si evince chiaramente che è lo stesso valore di resistenza ottenuto con l'analisi push-over.

Capitolo 6

LA DEFINIZIONE DI UN CRITERIO PROGETTUALE DELLE CONNESSIONI

6.1 Introduzione

L'iter progettuale delle connessioni meccaniche e più in generale delle pareti a pannelli X-lam, analogamente a quanto avviene per le altre tipologie strutturali, può basarsi sulle moderne regole della *capacity design*. Secondo tale approccio all'interno del sistema strutturale bisogna stabilire un ordine gerarchico delle resistenze tra i diversi componenti strutturali, finalizzato ad assicurare un comportamento globale sufficientemente duttile dell'intero sistema. Più nello specifico, occorre individuare due tipologie di elementi: (i) l'elemento "*debole*" (dissipativo), caratterizzato da un comportamento duttile a cui è affidata tutta la capacità dissipativa inelastica; (ii) l'elemento "*forte*" (non dissipativo), caratterizzato da un comportamento fragile, che deve essere progettato in maniera da risultare sovra-resistente rispetto alla parte debole in modo da scongiurare eventuali crisi fragili.

Il concetto di gerarchia delle resistenze può essere applicato a due distinti livelli di approfondimento. Il primo è quello "*globale*" che riguarda la sovra-resistenza che si deve garantire tra i pannelli lignei e l'insieme delle connessioni meccaniche; il secondo è a livello "*locale*" (o interno) e riguarda la gerarchia che si deve stabilire tra gli elementi che definiscono la connessione stessa.

A livello globale è necessario garantire che il pannello ligneo sia sovra-resistente rispetto alla connessione, quindi va progettato con la resistenza plastica trasmessa dalla connessione incrementata evidentemente da fattori di sovra-resistenza. A livello locale, invece, una volta stabilito l'ordine gerarchico tra gli elementi che definiscono la connessione (connettori a gambo cilindrico, squadrette metalliche, interazione legno-connettore etc.) l'elemento forte va progettato con la resistenza plastica dell'elemento debole incrementata per il fattore di sovra-resistenza

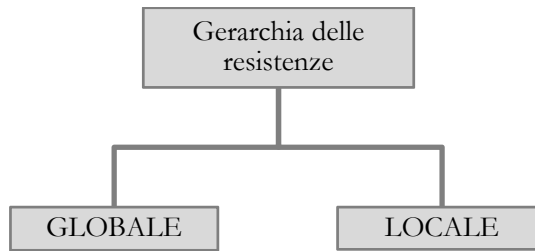


Fig. 6.1 Livelli di gerarchia delle resistenze

In questo capitolo viene proposto un approccio progettuale delle connessioni meccaniche alla base di pannelli X-lam, mostrando anche in che misura la scelta del metodo di progettazione adottato per la gerarchia delle resistenze (a livello *locale*) influenza la risposta sismica globale di pareti pluripiano. Tuttavia, il rispetto della gerarchia a livello globale con riferimento alle pareti X-lam non condiziona in modo significativo la loro risposta sismica dal momento i pannelli normalmente impiegati per realizzare queste struttura risultano essere già sovradimensionati. Pertanto, tutto il comportamento globale delle parete è governato dalle proprietà elastiche e post-elastiche della connessione.

6.2 La parete analizzata

6.2.1 Caratteristiche geometriche e analisi dei carichi

La parete in esame è stata estrapolata da un caso studio di un edificio reale realizzato con pannelli X-lam Si tratta di una parete di tre piani costituita da pannelli a tre strati con uno spessore totale di 13.5 cm (ciascuno strato di spessore 4.50 cm), di base di 2.50 m e altezza di interpiano 3.00 metri, per una altezza totale di 9.00 m (Fig. 6.2). Ad ogni livello è presente un solaio in X-lam a 5 strati con spessore totale di 22,50 cm, su cui poggiano i pannelli verticali. Sia i pannelli verticali che i solai sono realizzati hanno caratteristiche di resistenza corrispondenti al profilo di resistenza del legno lamellare incollato GL24h (Tab. 6.1).

Valori di resistenza caratteristica	[MPa]
Flessione ($f_{m,k}$)	24.0
Trazione parallela alla fibratura ($f_{t,0,k}$)	16.5
Compressione parallela alla fibratura ($f_{c,0,k}$)	24.0
Trazione ortogonale alla fibratura ($f_{t,90,k}$)	0.40
Compressione ortogonale alla fibratura ($f_{c,90,k}$)	2.70

Tab. 6.1 Resistenze del legno GL24h

L'analisi dei carichi verticali ha restituito un carico agente ad ogni piano in condizione sismica - valutato in accordo al cap. 3 delle NTC/08 – di 25.60 kN/m, a cui corrisponde uno sforzo normale al piano di 64 kN. Il peso sismico totale è $W_{\text{sis}}=134,4$ kN, la cui rispettiva massa di piano è $m= 4,57$ kNs²/m.

I parametri di pericolosità sismica allo SLV relativi al sito in cui è stata collocata la parete sono riportati nella Tab. 6.2. Il fattore di incremento del suolo considerato è $S=S_S \times S_T=1.20$. Di conseguenza gli altri parametri necessari alla costruzione dello spettro, in accordo a quanto riportato nel cap.3 delle NTC/08 sono:

- $C_C=1.10 (T_C^*)^{-0.20}=1.360$;
- $T_B=T_C/3=0.152$ s;
- $T_C=C_C T_C^*=0.457$ s;
- $T_D=4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6=1.668$.

a_g/g	F_0	$T_C^* [s]$	$T_r [\text{anni}]$
0.167	2.352	0.334	475

Tab. 6.2 Parametri di pericolosità sismica allo SLV

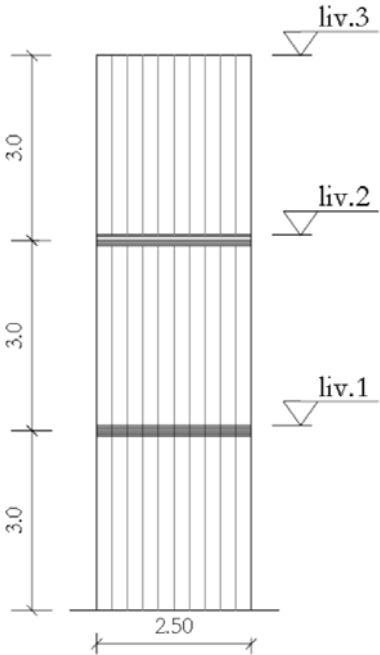


Fig. 6.1 Schema geometrico della mensola

6.2.2 Modellazione della parete

La modellazione della parete è stata eseguita adottando il criterio proposto nel Cap. 4, schematizzando i pannelli X-lam con un modello FEM ad elementi shell 2D lineari-elastici di dimensioni 12.5x12.5 cm a materiale ortotropo i cui moduli elastici sono stati ridotti scendo il criterio del materiale ideale equivalente illustrato al Cap. 4. I moduli di elasticità normale in direzione verticale ed orizzontale (nel piano del pannello) risultano rispettivamente pari a:

$$E_v = \frac{2}{3} E_0 = 7333 \text{ MPa}; \quad E_o = \frac{1}{3} E_0 = 3666 \text{ MPa}$$

Il modulo elastico in direzione ortogonale alle fibre è pari a quello del legno ($E_{90} = 390 \text{ MPa}$).

Le connessioni meccaniche, invece, sono state modellate con elementi frame a comportamento elastico-perfettamente plastico con limite sulla deformazione ultima, che nel caso in esame è stata fissata sia per il legno che per l'acciaio pari all'1%.

Le analisi non-lineari sono state eseguite adottando un modello a plasticità concentrata, in cui la plasticizzazione è concentrata proprio negli elementi che definiscono la connessione, il cui legame è rappresentato nella Fig. 6.3. Nello specifico gli elementi HD sono stati considerati reagenti solamente a trazione, gli SA solamente a taglio e gli elementi C solamente a compressione (perpendicolare alle fibre).

La schematizzazione del legame costitutivo degli elementi di connessione, seppur semplificata, fornisce comunque risultati soddisfacenti per l'analisi inelastica delle pareti X-lam ed è anche in accordo anche con quanto riportato da altri autori in letteratura scientifica (Dujic et al., 2010; Embury & Karacabey, 2013).

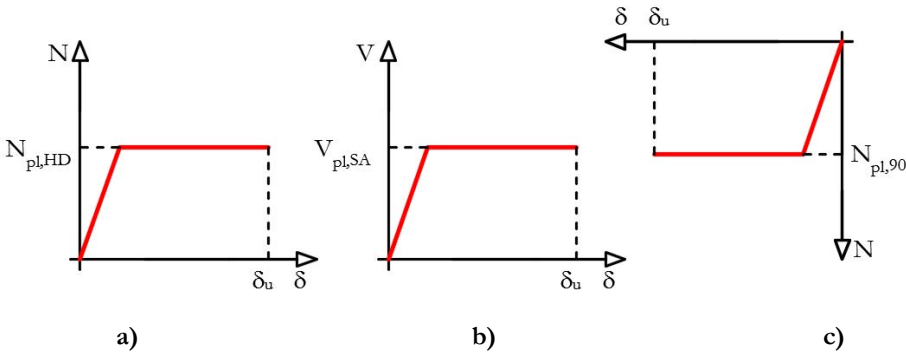


Fig. 6.3 Legame delle cerniere plastiche: a) trazione HD, b) taglio SA, c) compressione C

6.3 Il progetto dei collegamenti secondo la gerarchia delle resistenze

I collegamenti rappresentano il punto cardine su cui si concentra tutta la progettazione delle strutture in legno, dal momento che, non solo il comportamento inelastico, ma anche quello elastico, è governato dalle proprietà delle connessioni.

Il criterio adottato in questo lavoro è stato quello di progettare i collegamenti con le caratteristiche della sollecitazione (in termini di taglio e momento ribaltante di piano) derivanti da forze statiche equivalenti ridotte del fattore di struttura $q=2.0$ (valore plausibile suggerito anche da Ceccotti (2008), Ceccotti et al., (2013),... applicate al modello di parete monolitica (senza connessioni). L'accelerazione spettrale è quella corrispondente al primo periodo di vibrazione (T_1) ricavato, ad esempio, da una analisi modale completa sulla parete monolitica. In alternativa, come suggerito anche da Sustersic et al. (2011) si può considerare direttamente l'accelerazione spettrale relativa al plateau dello spettro di progetto, poiché il periodo fondamentale di vibrazione delle pareti senza connessioni ricade spesso nell'intervallo dello spettro compreso tra T_B e T_C . Stabilito, a questo punto, il criterio di gerarchia delle resistenze a livello locale e definite le dimensioni geometriche degli hold-down, angolari e connettori, la procedura potrà ritenersi conclusa se il periodo fondamentale della parete modellata con connessioni meccaniche è tale da non modificare, in modo significativo, le caratteristiche vibrazionali elastiche della parete ipotizzate in partenza. In caso contrario si dovrà reiterare il procedimento utilizzando il nuovo valore del periodo della parete con connessioni, anche se nella realtà le analisi numeriche confermano quasi sempre che il periodo della parete in presenza di collegamenti è sempre tale da rientrare nel plateau dello spettro (minore di T_C). In Fig. 6.4 è riportato una flow chart sintetica del criterio progettuale.

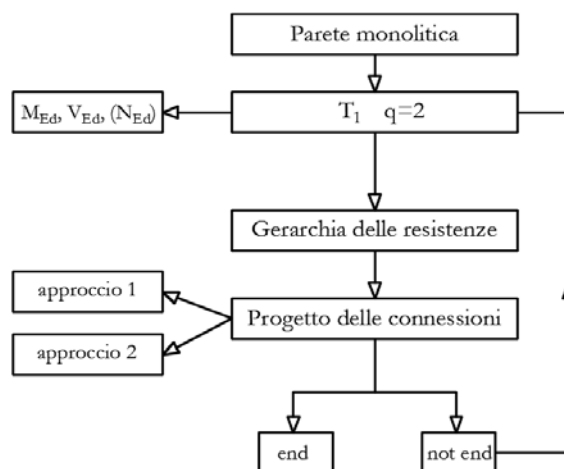


Fig. 6.4 Flow chart del criterio progettuale

La possibilità che si possa attivare un comportamento plastico è garantito solo se il meccanismo di rottura duttile precede quello fragile. A livello “*locale*” (di connessione) il comportamento duttile può essere connesso al raggiungimento del valore di snervamento della piattina metallica (con chiodi e legno in campo elastico) oppure al comportamento plastico che si sviluppa con l’interazione legno-connettori.

Sulla base di questa considerazione, si possono ipotizzare due possibili approcci di gerarchia di resistenza secondo cui progettare le connessioni:

- Approccio 1: gli hold-down e gli angolari costituiscono l’elemento duttile, mentre l’interazione legno-connettori sono la parte sovra-resistente, pertanto il progetto della connessione dovrà assicurare la seguente disequaglianza:

$$R_d \geq \gamma_{Rd} N_{pl\,HD/SA}$$

essendo R_d la resistenza della connessione calcolata con la teoria di Johansen, $N_{pl\,HD/SA}$ è la resistenza plastica degli hold-down (a trazione) e degli angolari (a taglio) e γ_{Rd} è il fattore di sovra-resistenza assunto in questo esempio pari a 1.30 (come indicato in Follesa et al., 2011).

- Approccio 2: l’interazione legno-connettori costituisce la parte a comportamento duttile, mentre gli hold-down e gli angolari sono gli elementi sovra-resistenti, quindi il progetto delle connessioni dovrà assicurare la seguente disequaglianza:

$$N_{pl\,HD/SA} \geq \gamma_{Rd} R_d$$

Il criterio di progetto delle connessioni secondo i due approcci sopra esposti è stato applicato alla parete lignea sopra descritta. In Fig. 6.5 è rappresentato il modello della

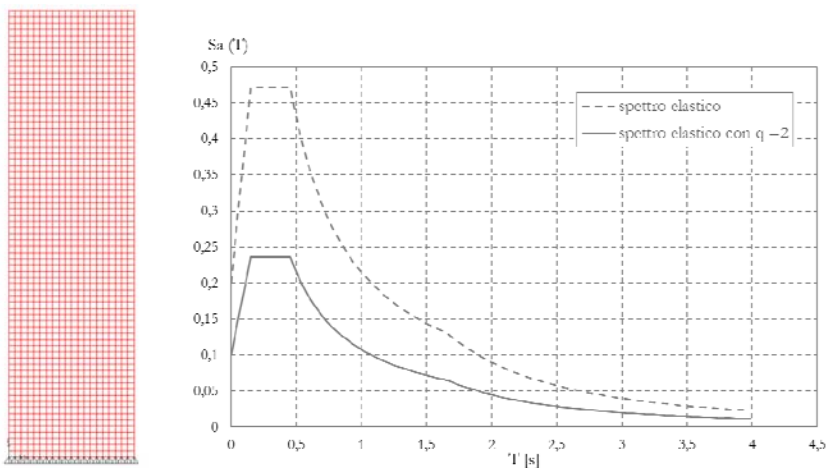


Fig. 6.5 Modello della mensola e spettri di risposta in accelerazione

parete monolitica (realizzato col software SAP2000) sulla quale sono state eseguite le analisi elastiche. Più in dettaglio, l'analisi modale ha restituito un primo periodo di vibrazione $T_1 = 0.227\text{s}$, che rientra nel plateau dello spettro di risposta e a cui corrisponde una accelerazione spettrale elastica allo SLV pari a:

$$S_a(T_1) = a_g F_0 \eta S = 0,167 \times 2,352 \times 1,00 \times 1,20 = 0,471g$$

e una accelerazione di progetto ridotta del fattore di struttura ($q=2.0$) pari a $S_a(T_1) = 0.235g$. Il tagliante totale alla base, determinato in accordo alle NTC/08 vale:

$$F_{\text{sis}} = \frac{W_{\text{sis}}}{g} S_a(T_1) = 32,25 \text{ kN}$$

In Tab.6.3 è stato riportato il valore delle forze sismiche agenti a ciascun piano e le rispettive caratteristiche della sollecitazione interna da esse prodotte.

Piano	F_i [kN]	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]
3	16.10	48.30	64.00	16.10
2	10.75	64.70	128.00	26.85
1	5.40	225.6	192.00	32.25

Tab. 6.3 Forze sismiche e caratteristiche della sollecitazione

In accordo all'approccio 1 il progetto della connessione si deve eseguire determinando l'area degli hold-down e degli angolari con le sollecitazioni derivanti dall'analisi statica lineare, mentre i connettori a gambo cilindrico con la resistenza plastica degli hold-down e degli angolari incrementata per il fattore di sovra-resistenza.

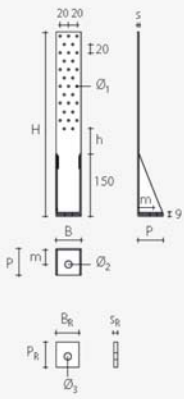
Pertanto, in funzione delle caratteristiche della sollecitazione agente è stata scelta (da catalogo) la sezione commerciale degli hold-down e degli angolari che rendessero soddisfatta la verifica di resistenza a pressoflessione allo SLU della sezione di contatto legno-legno. Il momento resistente è stato determinato secondo la procedura illustrata al Cap. 5, trascurando il contributo a trazione offerto degli angolari, ipotizzando di posizionare una coppia di hold down a ciascuna estremo del pannello.

Il profilo commerciale degli hold-down (tipo WHT540) è stato ricercato nel catalogo della Rothoblast, ed è lo stesso utilizzato a tutti i piani della parete, poiché questa è la sezione minima disponibile. Essi sono realizzati in acciaio da carpenteria S275, la cui tensione di progetto allo snervamento corrispondente è $f_{yd} = 275/1.05 = 262 \text{ MPa}$.

Di seguito, nella Tab. 6.4, è riportato un riepilogo delle sollecitazioni agenti, delle aree per coppia di hold-down e dei relativi momenti resistenti a ciascun livello.

Piano	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	A_{2HD} [mm ²]	M_{Rd} [kN]
3	48,30	64.00	(60x3)2	268.63
2	64.70	128.00	(60x3)2	314.31
1	226.60	192.00	(60x3)2	348.45

Tab. 6.4 Momenti resistenti dei pannelli



ANGOLARE WHT		WHT340	WHT440	WHT540	WHT620
Altezza	H [mm]	340	440	540	620
Base	B [mm]	60	60	60	80
Profondità	P [mm]	63	63	63	83
Spessore	s [mm]	3	3	3	3
Posizione fori legno	h [mm]	40	60	40	40
Posizione foro cemento	m [mm]	35	35	35	38
Fori flangia	Ø ₁ [mm]	5,0	5,0	5,0	5,0
Foro base	Ø ₂ [mm]	17,0	17,0	22,0	26,0
Rondella WHT compatibile	tipo	-	WHTBS50	WHTBS50L WHTBS50	WHTBS70L WHTBS70

RONDELLA WHTBS		WHTBS50	WHTBS50L	WHTBS70	WHTBS70L
Angolare WHT	tipo	WHT440 / WHT540	WHT540	WHT620	WHT620
Base	B _R [mm]	50	50	70	70
Profondità	P _R [mm]	56	56	77	77
Spessore	s _R [mm]	10	10	20	20
Foro rondella	Ø ₃ [mm]	18,0	22,0	22,0	26,0

Fig. 6.6 Catalogo hold-down commerciali (Rothoblast)

Anche per il taglio si è proceduto in maniera analoga. Noto il taglio agente è stata determinata la sezione commerciale degli angolari (la TCN 200, Fig. 6.7) tale da garantire il soddisfacimento della verifica a taglio. Il taglio resistente è stato determinato alla Von-Mises come:

$$V_{Rd} = A \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Nella Tab. 6.5 è stato riportato un riepilogo delle sollecitazioni agenti e del taglio resistente.

Piano	V_{Ed} [kN]	A_{2SA} [mm ²]	V_{Rd} [kN]
3	16.10	(200x3)2	181.73
2	26.85	(200x3)2	181.73
1	32.25	(200x3)2	181.73

Tab. 6.5 Momenti resistenti dei pannelli

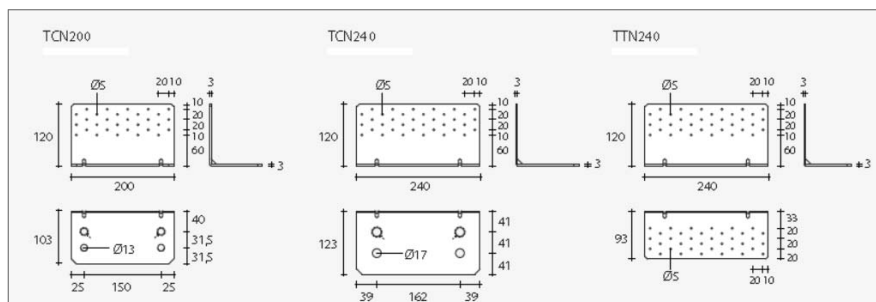


Fig. 6.7 Catalogo angolari commerciali (Rothoblast)

Il progetto delle connessioni si completa con la determinazione del numero di chiodi necessario ad assicurare il meccanismo duttile atteso. Esso dovrà essere determinato considerando come azione di taglio le resistenze plastiche degli hold-down e degli angolari, incrementate del coefficiente di sovra-resistenza ($\gamma_{Rd}=1.30$). La resistenza plastica della connessione legno-acciaio con connettori a gambo cilindrico (piastra spessa) è stata determinata seguendo la nota teoria di Johansen, indicata anche dall'Eurocodice 5 o, analogamente, nelle Istruzioni CNR DT206/2007:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_l d \\ f_{h,k} t_l d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,k} t_l^2 d}} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2.30 \sqrt{M_y f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

E' stato adottato un coefficiente $k_{mod}=0.6$, mentre il coefficiente parziale di sicurezza per il calcolo delle connessioni vale $\gamma_M=1.30$. Sono stati impiegati chiodi di diametro 4 mm con resistenza di progetto $f_y=400$ MPa, inseriti all'interno del pannello per uno spessore di 45 mm. La densità del legno è $\rho_k=380$ kg/m³ a cui corrisponde, in base al diametro di chiodi utilizzati, una resistenza a rifollamento $f_{hk}=20.56$ MPa. Il valore della minima resistenza per singolo connettore e singolo piano di taglio ottenuto è quello corrispondente al rifollamento del legno (la prima delle tre espressioni) e vale $F_{v,Rk}=3.70$ N.

In Tab. 6.6 è stato riportato una tabella riepilogati in cui è indicato il numero di chiodi per ciascun hold-down e la verifica secondo la gerarchia delle resistenze con R_d è stata indicata la resistenza della connessione legno-acciaio ad un piano di taglio, con $N_{pl,HD}$ lo sforzo plastico dell'hold-down e con γ_{Rd} il fattore di sovra-resistenza.

Da qui emerge l'aspetto critico della procedura progettuale dell'approccio 1, cioè quella di dover necessariamente impiegare un numero elevato di chiodi, i quali spesso non possono nemmeno essere contenuti nel numero di fori previsti dagli hold-down commerciali. Questa problematica, poi, nel caso in esame è ancora di più accentuata ai piani superiori della mensola dove la sezione degli hold-down impiegata, essendo la minima presente in catalogo, è fortemente sovradimensionata. Tuttavia la maggiore criticità dell'approccio 1 risiede nel fatto che, come dimostrato da prove sperimentali (Gavric et al., 2011; Schickofer et al., 2014), esso conduce a rotture fragili delle piattine metalliche in corrispondenza di una delle sezioni forate per l'inserimento dei chiodi e che rende, di fatto, tale approccio inutilizzabile.

Il problema potrebbe essere by-passato utilizzando dei profili di hold-down e angolari del tipo *dog-bone* (o sistemi simili), che prevedono cioè una riduzione di sezione in una zona specifica a cui corrisponde, di conseguenza, uno sforzo normale plastico minore. Ma questo aspetto verrà approfondito più in dettaglio nel Cap.7.

Piano	n° chiodi	R_d [mm ²]	$N_{pl,HID}$ [kN]	$\gamma_{Rd}N_{pl,HID}$ [kN]
3	40	136.60	94.32	122.61
2	40	136.60	94.32	122.61
1	40	136.60	94.32	122.61

Tab. 6.6 Numero di chiodi negli HD e verifica della gerarchia delle resistenze

Il progetto delle connessioni è stato effettuato anche seguendo l'approccio 2 di gerarchia delle resistenze. In questo caso il numero di chiodi minimo per garantire il meccanismo duttile è stato determinato in funzione delle caratteristiche della sollecitazione agenti, mentre l'area di hold-down e angolari è stata ottenuta con la resistenza plastica della connessione incrementata del fattore di sovra-resistenza ($\gamma_{Rd}=1.30$). Anche in questo la resistenza plastica della connessione, che rappresenta la resistenza degli elementi deputati a resistere a trazione, deve essere tale da garantire il soddisfacimento della verifica a presso-flessione del pannello.

Il numero di chiodi necessario per ciascun hold-down è risultato nettamente inferiore a quello che si è ottenuto con l'approccio 1, riducendosi da 40 a 7 chiodi (Tab. 6.7).

Il confronto tra i risultati forniti dai due approcci di gerarchia delle resistenze sembra giocare a favore del secondo approccio in quanto richiede un numero di chiodi minore, senza indurre alcuna sovra-resistenza aggiuntiva dovuta all'impiego di sezioni commerciali degli hold-down e degli angolari, cosa che invece avviene nel primo approccio. Ma considerazioni sul danneggiamento penalizzano questo approccio, in quanto induce un

maggior deterioramento delle parti lignee a causa del rifollamento ciclico, ma questa problematica verrà approfondita più in dettaglio nel Cap.7.

Piano	n° chiodi	R _d [mm ²]	N _{pl,HD} [kN]	γ _{Rd} R _d [kN]
3	2	6.83	94.32	8.89
2	2	6.83	94.32	8.89
1	7	23.91	94.32	31.08

Tab. 6.7 Numero di chiodi negli HD e verifica della gerarchia delle resistenze

6.3.1 La valutazione della capacità sismica

Per la parete progettata secondo i due approcci alla gerarchia delle resistenze è stato effettuato un confronto in termini di capacità sismica, sfruttando i risultati di analisi push-over, eseguite con il software di calcolo SAP2000, sulla parete modellata con le connessioni meccaniche schematizzate come descritto nei paragrafi precedenti. Nelle Tabb. 6.87 e 6.9 sono riportate le proprietà, in termini di sforzo assiale plastico, deformazione ultima e spostamento assiale ultimo delle cerniere plastiche impiegate rispettivamente per l'approccio 1 e il 2. Nel caso dell'approccio 2 le cerniere a taglio sono le stesse del primo approccio visto che la crisi si verifica sempre per flessione e comunque l'elemento resistente a taglio sulla parete è un solo elemento, quindi non condiziona l'analisi.

A questo punto è necessaria una puntualizzazione sulla rigidità elastica del legame forza-spostamento degli elementi HD e SA. La *rigidità assiale elastica* degli elementi di connessione HD è stata computata in modo differente a seconda dell'approccio progettuale adottato per il progetto delle connessioni. Infatti, nel caso dell'approccio 1 la rigidità assiale degli HD è quella corrispondente all'elemento metallico quindi $k_{HD}=EA/l_{HD}$, essendo E il modulo dell'acciaio, A la sezione trasversale dell'hold-down e l_{HD} la sua lunghezza. Nel caso del secondo approccio la rigidità assiale è quella corrispondente ad un modulo elastico equivalente calcolato come:

$$E^* = \frac{k_{ser} l_{HD}}{A}$$

essendo k_{ser} la rigidità elastica allo scorrimento di tutta la connessione valutata in accordo all'Eurocodice 5:

$$k_{ser} = n q_k^{1.5} \frac{d}{20}$$

dove ρ_k indica la densità caratteristica del legno, d il diametro dei connettori ed n il suo numero. Nella realtà l'allungamento assiale degli HD è governato da una combinazione dei due fenomeni (allungamento degli hold-down e scorrimento della connessione), ma la stima dell'influenza relativa tra essi è non perseguibile se non attraverso prove sperimentali sul caso specifico. Pertanto l'assunzione che la rigidezza elastica dell'approccio 1 sia relativa al solo allungamento degli HD deriva dalla considerazione del fatto che l'elevato numero di chiodi impiegato per garantire il soddisfacimento della gerarchia delle resistenze concentra tutta la deformazione assiale nella piattina metallica. Al contrario, nell'approccio 2, il ridotto numero di chiodi concentra tutta la deformazione come scorrimento all'interfaccia legno-connettori (Calderoni et al., 2015a).

L'analisi statica non-lineare è stata eseguita assegnando un profilo di carico orizzontale proporzionale alle forze statiche equivalenti (§7.3.4.1 delle NTC/08) fatte incrementare in maniera monotona fino al collasso della struttura, quest'ultimo determinato dal raggiungimento del limite di spostamento assiale ultimo nell'elemento più cementato.

Hold-down (HD)		
$N_{pl,HD}$ [kN]	$\epsilon_{HD,u}$	δ_u [m]
94.32	1%	0.0054
Angolari (SA)		
V_{Rd} [kN]	γ_u	δ_u [m]
181.73	1%	0.0012
Compressione ortogonale_elementi esterni (C)		
$N_{pl,90}$ [kN]	$\epsilon_{90,u}$	δ_u [m]
94.32	1%	0.0025
Compressione ortogonale_elementi interni (C)		
$N_{pl,90}$ [kN]	$\epsilon_{90,u}$	δ_u [m]
94.32	1%	0.025

Tab. 6.8 Valori cerniere al piano terra plastiche approccio 1

Hold-down (HD)		
$N_{pl,HD}$ [kN]	$\epsilon_{HD,u}$	δ_u [m]
20.96	1%	0.0054
Angolari (SA)		
V_{Rd} [kN]	γ_u	δ_u [m]
181.73	1%	0.0012
Compressione ortogonale_elementi esterni (C)		
$N_{pl,90}$ [kN]	$\epsilon_{90,u}$	δ_u [m]
94.32	1%	0.0025
Compressione ortogonale_elementi interni (C)		
$N_{pl,90}$ [kN]	$\epsilon_{90,u}$	δ_u [m]
94.32	1%	0.025

Tab. 6.9 Valori cerniere plastiche al piano terra approccio 2

Nella Figura SS è sono riportati i confronti in termini di curva di push-over delle pareti progettate secondo i due approcci. Si osserva come la resistenza della parete progettata con l'approccio 1 è maggiore di quella progettata con l'approccio 2, questo è dovuto alla sovra-resistenza aggiuntiva posseduta dagli hold-down e angolari poiché progettati impiegando sezioni commerciali. Il rapporto di sovra-resistenza calcolato come rapporto tra il massimo taglio alla base tra i due approcci è risultato pari a $\gamma_{ov}=67.03/48.14=1.40$.

Nelle Fig. 6.8 e 6.9 sono riportate le deformate al collasso nei due casi analizzati; si nota come il meccanismo di collasso sia sempre lo stesso, con hold-down esterno che attinge per primo il limite di spostamento assiale e legno compresso plasticizzato, ma non del tutto al limite di deformazione.

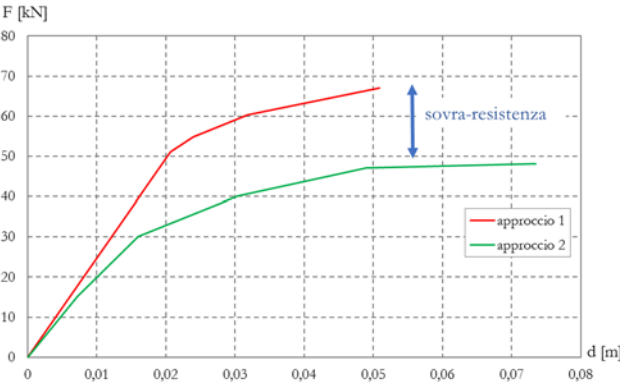


Fig. 6.8 Confronto curve di push-over

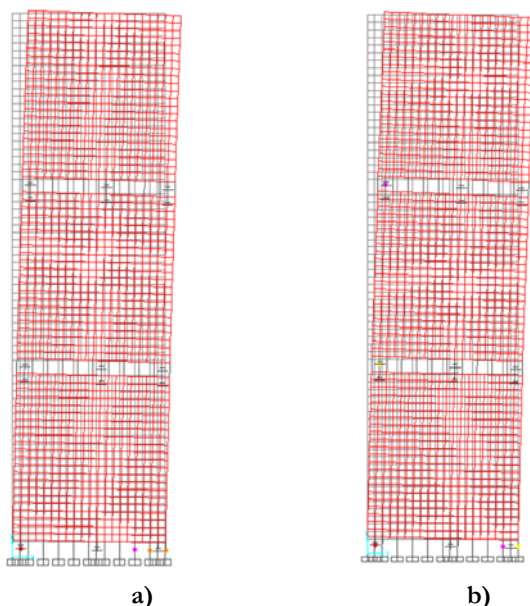


Fig. 6.9 Deformate al collasso: a) approccio 1, b) approccio 2

6.3.1.1 Risultati delle analisi non-lineari

Partendo dai risultati delle curve di push-over, utilizzando il metodo N2 (Fajfar & Gaspersic, 2000), è stato possibile risalire alla vulnerabilità sismica della parete espressa in termini di massima accelerazione (PGA) supportabile al suolo, con riferimento al bed-rock (suolo A). La metodologia consiste nel ridurre la curva di push-over del sistema reale (MDoF) a quella di un oscillatore semplice equivalente (SDoF) e bi-linearizzata mediante il principio di uguaglianza delle aree sottese, dalla quale si ricava la resistenza massima F^*_{max} e la duttilità $\mu = d^*_u / d^*_y$, essendo d^*_u e d^*_y rispettivamente lo spostamento corrispondente al limite ultimo e quello al limite elastico, e la rigidezza k^* , tutti ottenuti in funzione del fattore di partecipazione modale della struttura reale Γ :

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2}$$

Si determina quindi per l'oscillatore equivalente, la massa eccitata $m^* = \sum m_i \phi_i$, la rigidezza k^* e il corrispondente periodo proprio T^* ed il fattore di struttura q^* . Infine, attraverso lo spettro di risposta elastico si risale alla massima PGA, valutata su suolo A, supportabile dalla struttura.

Nelle Figg. 6.10 e 6.11 sono riportate le curve di push-over del sistema reale e quelle dell'oscillatore equivalente con i relativi parametri necessari a ricavare la

vulnerabilità sismica della parete. Dalle tabelle si osserva come i valori del fattore di struttura attenuati si aggirano intorno a 2.0, valore plausibile per questa tipologie di strutture anche in accordo con quanto indicato in letteratura scientifica. I valori di capacità sismica risultati nel caso dell'approccio 1 e dell'approccio 2 sono rispettivamente di 0.356g e di 0.388g, comunque superiori all'accelerazione di progetto. Questo denota che, nella sostanza, la PGA massima sopportabile non è significativamente influenzata dal criterio di gerarchia delle resistenze adottato in fase di progettazione. Ma allo stesso tempo, qualsiasi sia il criterio scelto, è necessaria la cura dei dettagli costruttivi (rispetto delle spaziature dei connettori dai bordi, interasse tra i connettori, lunghezze di infissione dei connettori etc.) al fine di scongiurare indesiderate rotture fragili.

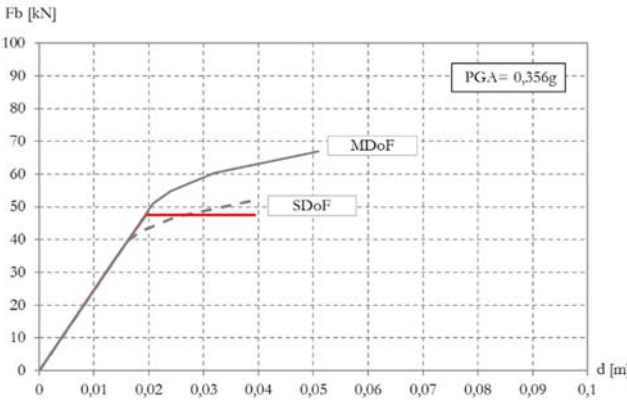


Fig. 6.10 Curva di push-over: approccio 1

Sistema SDoF		
F_{\max}^*	[kN]	47.50
k^*	[kN/m]	2435.90
T^*	[s]	0.385
d_y^*	[m]	0.0195
d_u^*	[m]	0.0394
q^*	[/]	1.90
PGA/g	[/]	0.356

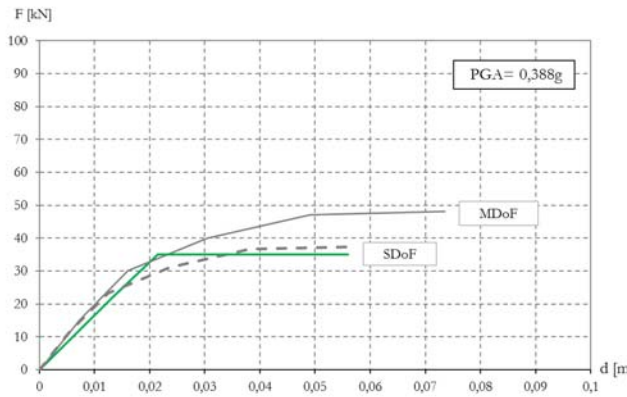


Fig. 6.11 Curva di push-over: approccio 2

Sistema SDoF		
F_{\max}^*	[kN]	35.00
k^*	[kN/m]	1627.91
T^*	[s]	0.471
d_y^*	[m]	0.0215
d_u^*	[m]	0.056
q^*	[/]	2.60
PGA/g	[/]	0.388

Piano	vettore spostamenti	m [KNs ² /m]	$m\Phi_i$ [KNs ² /m]	$m\Phi_i^2$ [KNs ² /m]	m^* [KNs ² /m]	Γ
3	1.00	4.57	4.57	4.60		
2	0.67	4.57	3.05	2.00	9.15	1.29
1	0.34	4.57	1.53	0.50		

Tab. 6.10 Masse partecipante, vettore modale e coefficiente di partecipazione modale

Nel grafico di Fig. 6.12 è riportato, in formato ADRS, un confronto delle curve di capacità del sistema SDoF (Eurocodice 8) dal quale si evince che per il terremoto di progetto ($a_g=0.167g$) la struttura progettata con l'approccio 1 rimane in campo elastico, mentre quella dell'approccio 2 subisce una escursione post-elastica ma senza esaurire tutte le sue capacità deformative inelastiche. Nella Fig. 6.13 è riportata la rappresentazione spettrale del massimo terremoto supportabile per entrambe i casi analizzati, che è quello per cui lo spostamento atteso (fornito dall'intersezione della retta del periodo T^* con lo spettro) eguaglia lo spostamento target o, in altri termini, la domanda eguaglia la capacità.

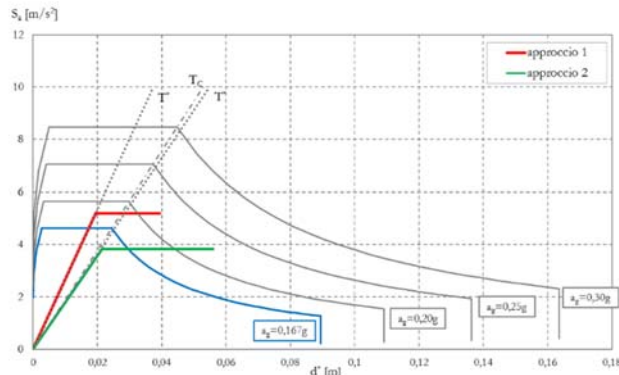


Fig. 6.12 Rappresentazione ADRS per i due casi analizzati

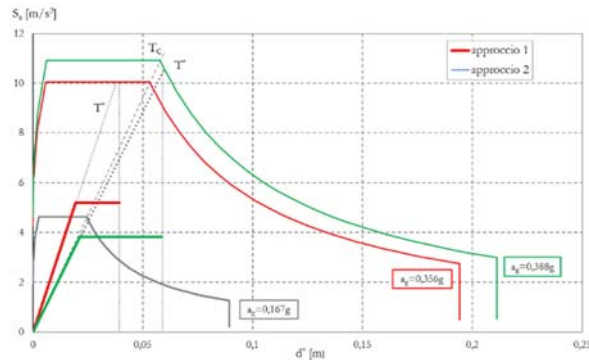


Fig. 6.13 Rappresentazione ADRS dei massimi terremoti supportabili

Capitolo 7

ANALISI DEL COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI IN X-LAM

7.1 Introduzione

L'analisi del comportamento sismico degli edifici in legno rappresenta attualmente un argomento di ricerca in piena attività di sviluppo, incentivato soprattutto dal rinnovato interesse verso questo tipo di costruzioni. La maggior parte degli edifici in legno, come è noto, sono situati prevalentemente nel Nord Europa, in America del Nord e in Asia, poiché l'ampia disponibilità del materiale di base ha dato luogo alla possibilità di realizzare costruzioni in legno.

In Italia solo negli ultimi anni si è diffuso il concetto della costruzione in legno intesa come edificio destinato ad uso abitativo e molteplici sono gli esempi di strutture realizzate (anche con un considerevole numero di piani). Questo rapido proliferarsi del numero di costruzioni lignee non è stato accompagnato da un altrettanto aggiornamento di codici normativi in grado di dettare specifiche regole di progettazione sismica. Se nei paesi del Nord Europa il problema sismico è poco risentito e quindi nemmeno in passato ha dato luogo alla necessità di possedere indicazioni normative, in Italia, invece, la presenza di un elevato rischio sismico richiede che la progettazione sismica sia basata quantomeno su solide prescrizioni di riferimento. Questo buco normativo ha dato luogo, negli ultimi anni, alla realizzazione di strutture la cui progettazione è stata basata sulla sensibilità del progettista (spesso inesperto) piuttosto che su regole progettuali condivise. La necessità, quindi, di approfondire il comportamento sismico degli edifici con struttura in legno gioca un ruolo di primaria importanza al fine di garantire regole progettuali comuni. Appare necessario, a questo punto, trasferire il know-how utilizzato per le più comuni tipologie di costruzioni anche al caso degli edifici in legno (X-lam, light timber-frame, block-haus etc.), definendone adeguati criteri di progettazione sismica basate sul più moderno concetto del *capacity design*, nei limiti in cui questo sia possibile.

In questo capitolo è stato affrontato il problema dell'analisi del comportamento di pareti in X-lam sollecitate da azioni sismiche complanari, evidenziandone tutti gli aspetti positivi o le criticità del loro comportamento, soprattutto in relazione all'influenza dei

sistemi di connessione. Sono state eseguite una serie di analisi numeriche non-lineari (mediante modelli FEM complessi) al fine di analizzare il ruolo delle connessioni sul comportamento elastico e soprattutto post-elastico delle pareti. Più in dettaglio, tali analisi sono state finalizzate a definire un valore plausibile del fattore di struttura e le regole di duttilità per il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze.

7.2 Concezione del comportamento strutturale

Il comportamento strutturale del sistema costruttivo a pareti di taglio X-lam è quello tipico delle strutture a setti portanti.

L'edificio pluripiano si ottiene sovrapponendo più livelli di pannelli e di impalcati, dando luogo ad una sistema scatolare pluricellulare, il cui comportamento globale è assimilabile a quello di una struttura a pannelli portanti. La solidarietà tra pannelli verticali ed orizzontali e tra pannelli verticali di due piani contigui è ottenuto mediante appositi sistemi di collegamento, costituiti in genere da piatti o angolari discreti di acciaio, chiodati o bullonati ai pannelli di legno che devono collegare, disposti in numero sufficiente ad assorbire gli sforzi di trazione e/o di taglio generati dalle caratteristiche della sollecitazione nelle sezioni di collegamento. Gli sforzi di compressione sono in genere trasmessi direttamente attraverso il contatto legno-legno.

I pannelli verticali sono collegati tra loro nei giunti verticali e negli angoli (croci di muro) mediante chiodatura diretta o mediante fasce di lamiera di acciaio chiodate o bullonate ai pannelli lignei.

La gran parte dei carichi verticali è sopportata direttamente dai pannelli di parete che sono caricati nel proprio piano con un comportamento a lastra e risultano, in genere, sollecitati a valori modesti di tensione di compressione (a meno di elementi puntuali – pilastri – eventualmente disposti per motivi architettonici nelle zone centrali della pianta).

Le azioni orizzontali da vento e da sisma sono fronteggiate dagli stessi pannelli portanti che si comportano come mensole a tutta altezza (con altezza della sezione trasversale pari alla lunghezza in pianta di ciascun pannello) o come lastre forate di altezza pari a quella della costruzione e di lunghezza pari all'estensione in pianta della parete.

La possibilità di attivazione del primo o del secondo comportamento dipende dall'efficacia delle fasce di piano. Esse, in genere, sono di altezza limitata (considerati gli interpiani usuali e le dimensioni delle aperture) e, in relazione alla disposizione incrociata degli strati di tavole nei pannelli – con gli strati più esterni disposti in verticale - presentano un numero minore di strati orizzontali rispetto a quelli verticali. Pertanto le fasce risultano quasi sempre di rigidezza e resistenza limitata rispetto a quelle degli elementi verticali (che possono definirsi, in analogia agli edifici in muratura, come “maschi lignei”) tanto da poter verosimilmente considerare trascurabile il loro contributo all'accoppiamento dei maschi e

ritenere la struttura come costituita da mensole a tutt'altezza vincolate alla base in fondazione e collegate tra loro a livello di piano dalle fasce di piano stesse e dall'impalcato. Il comportamento delle pareti a lastra forata si può attivare, in pratica, solo in presenza di fasce di piano di altezza significativa e di sufficiente resistenza. In tal caso è opportuno tener conto dell'accoppiamento dei maschi lignei dovuto all'azione delle fasce stesse, che rende le pareti più rigide e resistenti, in quanto una parte degli effetti ribaltanti globali dovuti alle azioni orizzontali viene fronteggiato dalle variazioni di sforzo normale negli elementi verticali (che possono essere anche significative in relazione a quello dovuto ai soli carichi verticali) corrispondenti ai tagli nelle fasce.

In tutti i casi, il comportamento strutturale globale è condizionato dall'efficienza dei collegamenti tra i pannelli di ciascun piano e tra i pannelli del primo livello e le fondazioni. Tali collegamenti devono essere sufficientemente rigidi e resistenti in modo che i pannelli singoli, che si sovrappongono in verticale, nel loro insieme si possano comportare come un unico elemento strutturale.

Il collegamento tra i pannelli verticali e l'impalcato deve garantire la trasmissione dall'impalcato alla parete sia dei carichi verticali che delle azioni orizzontali proprie dei solai. Inoltre il collegamento deve essere in grado di resistere anche alle azioni orizzontali (da sisma e da vento) derivanti dalla funzione di diaframma di piano svolta dall'impalcato stesso. Nel caso dei sistemi a pareti di piano portanti, nei quali gli impalcato interrompono la continuità verticale delle pareti stesse, il collegamento deve essere in grado di trasferire dal pannello superiore a quello inferiore (attraverso l'impalcato interposto) i carichi verticali e le azioni orizzontali (tagli e momenti flettenti) agenti sia nel piano della parete che al di fuori del piano.

Per consentire la ripartizione trasversale dei carichi verticali tra pannelli adiacenti (ed evitare di conseguenza la discontinuità delle deformazioni del solaio in direzione trasversale alla direzione portante) è necessario realizzare dei collegamenti tra i pannelli costituenti l'impalcato, che siano in grado di trasferire sia il taglio che il momento flettente agenti trasversalmente.

Per il trasferimento delle azioni flettenti nel piano del diaframma i collegamenti tra i pannelli devono essere in grado di resistere agli sforzi di trazione o di compressione derivanti dal comportamento globale a lastra dell'impalcato. In alternativa è possibile disporre appositi elementi (correnti) dotati di continuità e di sufficiente resistenza a trazione e/o a compressione.

Per il trasferimento delle azioni taglianti, derivanti dal comportamento globale a lastra dell'impalcato, tra i pannelli accostati devono essere predisposti opportuni collegamenti quali, per esempio, coprigiunti in lamiera chiodata, viti incrociate, unioni maschiate, viti o spinotti.

7.3 La definizione di uno schema geometrico della parete e l'influenza delle connessioni

Per investigare il comportamento sismico delle pareti in X-lam caricate nel piano è necessario innanzitutto definire uno schema di calcolo delle pareti in grado di simulare, con buona approssimazione, il comportamento reale della struttura. Stabilire cioè se il loro comportamento si avvicina a modelli di lastra forata (telaio con traversi) o se è possibile trascurare - ed in che misura - la presenza delle fasce di piano, assimilando lo schema della parete a quello di mensole collegate.

Nel Cap. 4 è stato già descritto in dettaglio un criterio di modellazione sia del “materiale” X-lam che delle connessioni meccaniche tra i pannelli. Sulla base di quanto proposto, di seguito, è stata affrontata la modellazione di una parete piana immaginata appartenente ad un edificio in legno reale. Su questa parete sono state svolte una serie di analisi numeriche, lineari e non-lineari, finalizzate a:

- definire di uno schema geometrico della parete;
- valutare il ruolo delle connessioni nel comportamento sismico.

La parete analizzata (Fig. 7.1), che si sviluppa su tre livelli, è realizzata in legno GL24h. E' costituita da pannelli verticali di spessore complessivo pari a 13.5 cm (ciascuno di spessore 4.50 cm) e pannelli orizzontali a 5 strati (spessore totale 22.50 cm).

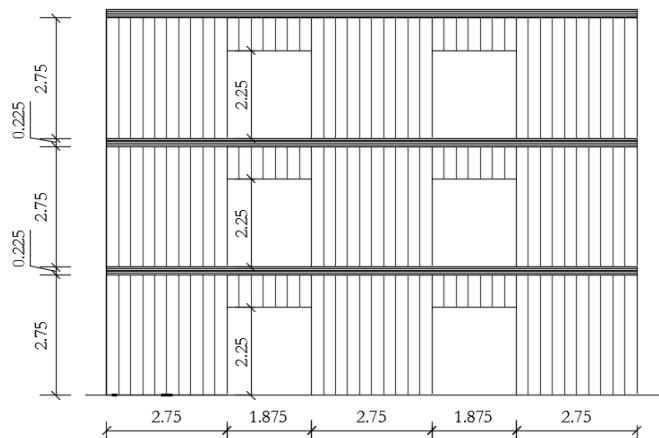


Fig. 7.1 La parete analizzata

L'edificio è ubicato in un sito a sismicità medio bassa, caratterizzato da una accelerazione al suolo allo SLV pari a $a_g=0.167g$, da un fattore di amplificazione spettrale $F_0=2.352$ e da un periodo $T_C^*=0.330s$; il terreno è caratterizzato da un fattore di suolo $S=1.46$. I valori dei periodi singolari che definiscono lo spettro di risposta sono $T_C=0.45s$, $T_B=0.151s$ e

$T_D = 2.27s$.

A ciascun piano agisce un carico verticale in condizione sismica di 25.60 kN/m, che sommato al peso proprio degli elementi conduce ad un peso sismico totale $W_{tot} = 905$ kN (valutato in accordo al Cap. 3 delle NTC/08), con una corrispondente massa al piano $m = 30.2$ kNs²/m.

Per questa parete sono stati realizzati quattro modelli a differente grado di approfondimento, utilizzando elementi shell bi-dimensionali per simulare il legno ed elementi frame per le connessioni (come descritto nel Cap. 4):

- schema a telaio senza connessioni (Fig. 7.2 a);
- schema a telaio con connessioni discrete (Fig. 7.2 b);
- schema a mensola senza connessioni (Fig. 7.3 a);
- schema a mensola con connessioni discrete (Fig. 7.3 b).

Le connessioni di ciascun modello sono state progettate, secondo il criterio esposto nel Cap. 6, cioè con le sollecitazioni derivante da forze sismiche ridotte del fattore di struttura $q = 2.0$ applicate al rispettivo modello monolitico (senza connessioni). In particolare, poi, in questa fase non è indispensabile specificare il criterio di gerarchia delle resistenze adottato per il progetto delle connessioni. Infatti, i collegamenti modellati nella parete posseggono una resistenza plastica superiore alla “domanda” che può essere esplicitata indifferentemente dalle parti metalliche oppure dall’interazione legno-connettore, a seconda del criterio di gerarchia delle resistenze che si intenderà adottare. Infatti, in questa fase di lavoro, l’obiettivo è una analisi preliminare per la comprensione del comportamento sismico delle pareti e del ruolo delle connessioni meccaniche.

In ogni caso, le resistenze plastiche assegnate agli elementi HD e SA che simulano rispettivamente gli hold-down e gli angolari corrispondono allo sforzo plastico delle piattine metalliche, mentre per il legno (elementi C) è stata considerata la resistenza a compressione ortogonale alle fibre.

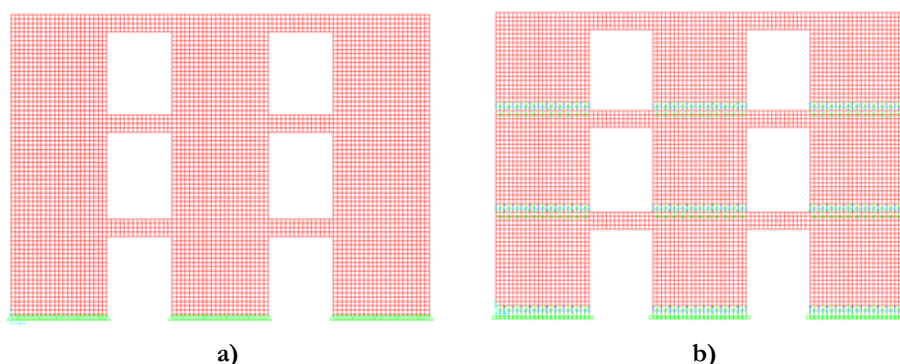


Fig 7.2. Modelli a telaio: a) senza connessioni, b) con connessioni

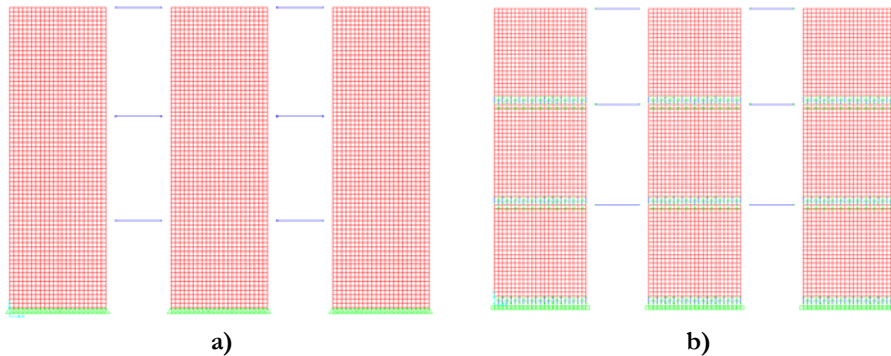


Fig 7.3 Modelli a mensola: a) senza connessioni, b) con connessioni

7.3.1 Modello a telaio monolitico

Il modello a telaio è uno schema in cui le fasce di piano garantiscono un grado di accoppiamento tra i maschi lignei sollecitati da azioni orizzontali più o meno significativo, in relazione alla resistenza e alla rigidezza delle fasce stesse. La fascia di piano, nella pratica costruttiva può essere realizzata secondo due tecniche costruttive differenti (Fig. 7.4). La prima è quella in cui essa è un tutt'uno con la parete, cioè le aperture sono realizzate tramite l'esecuzione di tagli all'interno della parete, la seconda è quella in cui la fascia di piano è realizzata come elemento separato rispetto a i maschi e viene collegata ad essi solo in un secondo momento, posizionandola con il maggior numero di strati in direzione orizzontale (cioè capovolta rispetto al primo caso). Sia nel primo che nel secondo caso la rigidezza (e la resistenza) della fascia dipendono dal numero di strati di tavole con fibratura in direzione orizzontale, ma nel secondo caso interviene anche il contributo di eventuali connettori metallici (o altri sistemi di collegamento) posizionati per collegare la fascia di piano ai maschi lignei. Inoltre, nel secondo caso il numero di strati a fibratura orizzontale è sempre maggiore rispetto al primo caso, dal momento che i pannelli sono realizzati sempre con strati in numero dispari, ma spesso la scarsa efficienza della connessione offerta dai mezzi di unione potrebbe rendere addirittura nullo il grado di accoppiamento della fascia.

Nel presente lavoro è stato analizzato il caso di fascia di piano continua ed il caso di fascia di piano discontinua ipotizzando, però, in questo secondo caso che i connettori siano infinitamente resistenti rispetto alla fascia stessa, in modo da non intervenire nel comportamento sismico. Il primo caso è stato denominato “fascia debole”, il secondo “fascia forte” (in virtù del maggior numero di strati a fibratura orizzontale).

La fascia debole è stata modellata assegnando agli elementi shell un modulo elastico ridotto pari a $E_0/3$, trattandosi di pannelli a tre strati e una sezione trasversale di base pari a quella di tutto il pannello (13.50 cm); nel caso di fascia forte, invece, il modulo è pari a $2E_0/3$, essendo $E_0=11000$ MPa il modulo elastico del legno di base in direzione parallela alle fibre e una sezione di base pari ad un terzo di quella effettiva ($b=B/3=4.50$ cm).

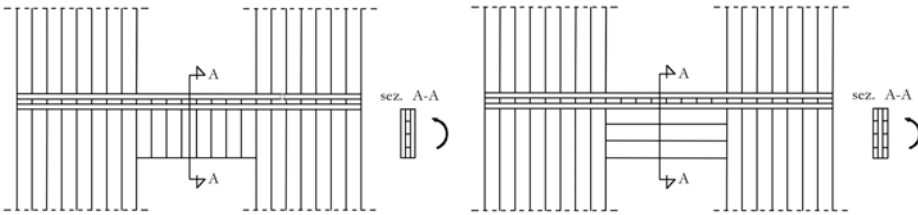
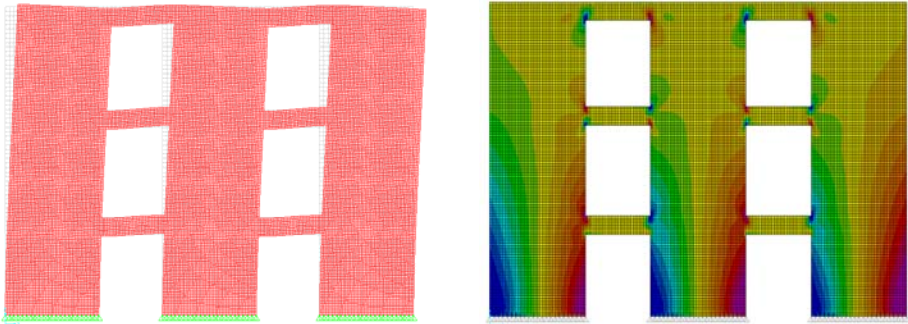


Fig 7.4 Configurazioni della fascia di piano

Su questi due modelli è stata eseguita una analisi modale completa che ha fornito indicazioni sulle caratteristiche dinamiche delle pareti nei due casi; i risultati in termini di periodo (T), frequenza angolare (ω) e massa partecipante (m^*) sono riportati nella Tab. 7.1.

Modello	Modo	T	ω	m^*
		[s]	[rad/s]	
Fascia forte	1	0.190	32.79	74 %
Fascia debole	1	0.207	30.28	73 %

**Tab. 7.1 Caratteristiche del primo modo di vibrare
(telaio monolitico)**



**Fig. 7.5 Telaio senza connessioni: sx) primo modo di vibrare,
dx) andamento tensioni normali**

Inoltre è stato investigato lo stato tensionale all'interno della parete prodotto da forze statiche equivalenti sagomate secondo la prima forma modale ottenuta dall'analisi dinamica elastica (Fig. 7.5). Le massime tensioni di trazione e compressione che si sono registrate per i maschi di base sono:

- fascia forte: $\sigma_{c,0,max}=3.20$ MPa, $\sigma_{t,0,max}=3.20$ MPa;
- fascia debole: $\sigma_{c,0,max}=3.70$ MPa, $\sigma_{t,0,max}=3.70$ MPa;

Queste tensioni risultano minori di quelle di calcolo a trazione, infatti la resistenza a trazione caratteristica vale $f_{t,0,k}=16.5$ MPa, assumendo per la condizione di carico di breve durata (quale il sisma) $k_{mod}=1.0$ e sapendo che il coefficiente di sicurezza del materiale vale $\gamma_M=1.50$, si ottiene un resistenza di progetto a trazione di $f_{t,0,d}=11.0$ MPa. Al contrario, se si confronta il valore della massima tensione di compressione con la relativa resistenza di calcolo in direzione ortogonale la verifica non risulterebbe soddisfatta; infatti la resistenza a compressione ottenuta dividendo il valore caratteristico ($f_{c,90,k}=2.7$ MPa) per il $\gamma_M=1.50$ e moltiplicato per il $k_{90}=1.50$ (effetto della diffusione del carico), restituisce una resistenza di progetto $f_{c,90,d}=2.7$ MPa. Tra l'altro questa circostanza evidenzia come già per valori forze sismiche piuttosto ridotte il limite di resistenza a compressione ortogonale viene ampiamente superato.

7.3.2 Modello a telaio con connessioni

Il modello a telaio con connessioni discrete certamente rappresenta la situazione più prossima al comportamento reale della struttura poiché considera anche l'influenza delle connessioni sul comportamento elastico ed inelastico della stessa. Il comportamento non lineare, come già specificato, è concertato tutto nella sezione di contatto pannello-pannello e pannello-fondazione (ipotizzando che tra il pannello e la fondazione sia interposta una "trave radice" in legno). I collegamenti (hold-down e angolari) sono stati progettati secondo il criterio esposto nel Cap. 6, assumendo un comportamento elastico-perfettamente plastico a trazione, compressione e a taglio, con limite di deformazione ultima per il legno compresso e per l'acciaio pari all'1%.

La fascia di piano è stata schematizzata secondo il criterio della fascia debole, assumendo cioè un modulo elastico pari ad $E_0/3$ e una base pari a quella reale ($b=13.5$ cm) al fine di assicurare lo stesso momento di inerzia della fascia reale (e quindi la stessa rigidezza flessionale).

Nella Tab. 7.2 sono riportati i risultati dell'analisi modale relativi al primo modo di vibrare, in cui si osserva un leggero incremento del periodo proprio di vibrazione, ma comunque contenuto nel plateau dello spettro.

Modo	T	ω	m^*
	[s]	[rad/s]	
1	0.237	26.48	75 %

Tab. 7.2 Caratteristiche del primo modo di vibrare (telaio con connessioni)

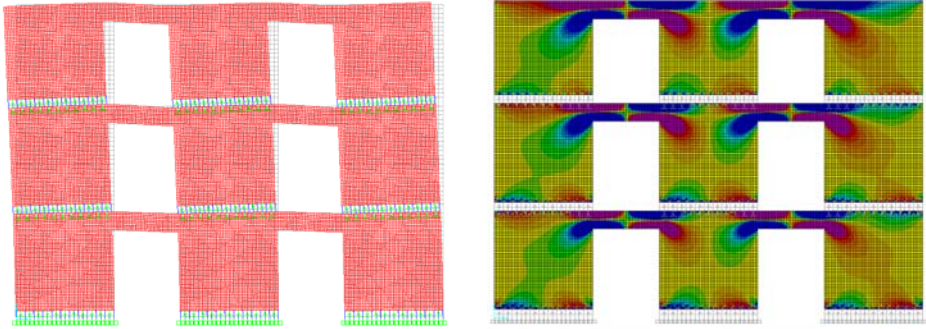


Fig. 7.6 Telaio con connessioni: **sx**) primo modo di vibrare, **dx**) andamento tensioni normali

Anche in questo caso è stato investigato lo stato tensionale che nasce all'interno della parete prodotto da forze statiche equivalenti corrispondenti alla forma del primo modo di vibrare e ridotte per il fattore di struttura $q=2.0$. Le massime tensioni normali nei maschi alla base risultano:

- $\sigma_{c,0,max}=7.00 \text{ MPa}$, $\sigma_{t,0,max}=7.00 \text{ MPa}$;

Risulta evidente come la verifica sezionale risulterebbe soddisfatta in direzione parallela alle fibre, ma non in quella ortogonale perché per l'assegnato livello di azione sismica il legno in compressione ortogonale ha già attivato le sue risorse post-elastiche.

Il modello a telaio rappresenta una schematizzazione corretta solo nella misura in cui la *fascia di piano* risulti sufficientemente rigida e resistente, tale da assicurare il trasferimento delle sue sollecitazioni taglienti ai maschi lignei adiacenti. Pertanto, poiché nel modello in esame gli elementi shell sono stati caratterizzati da un comportamento indefinitamente elastico-lineare è opportuno controllare il livello tensionale nella fascia di piano: l'analisi a-posteriori sullo stato tensionale che nasce nella sezione di attacco tra la fascia e gli elementi verticali evidenzia che le massime tensioni normali di trazione e compressione (corrispondenti a forze statiche ridotte di $q=2.0$) valgono $\sigma_{t,0,max} = \sigma_{c,0,max} = 3.40 \text{ MPa}$, valutate su una sezione la cui base è pari a quella effettiva $b=13.5\text{cm}$ (per garantire lo stesso momento di inerzia). In realtà se si assume che solo lo strato centrale, di spessore 4.50 cm , è quello che definisce la sezione efficace della fascia, allora le tensioni normali risulterebbero di tre volte superiori tanto da eguagliare addirittura o superare le tensioni di

progetto a trazione e compressione parallela alle fibre. Ovviamente, questa situazione andrebbe verificata di volta in volta a seconda del caso esaminato e stabilire, quindi, se è necessario o meno considerare la presenza della fascia di piano nel comportamento sismico. Ma, assunto che le dimensioni ordinarie delle fasce rispetto a quelle dei maschi sono grossomodo nel rapporto pari a quello del caso in esame, si ritiene che a vantaggio di statica è possibile trascurare la loro efficacia, soprattutto in relazione ad una schematizzazione finalizzata alla pratica progettuale.

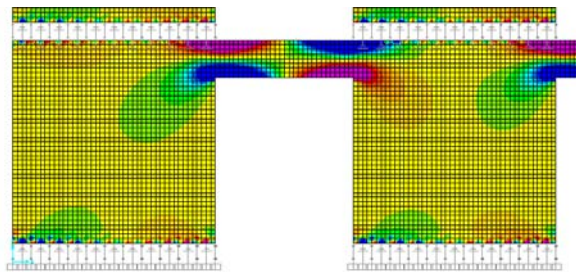


Fig. 7.7 Stato di tensione nella fascia di piano

L'analisi push-over è stata eseguita adottando una distribuzione di forze statiche proporzionale alla forma del primo modo di vibrare ricavato dall'analisi modale (in accordo al §7.3.4.1 delle NTC/08) e fatte crescere in maniera incrementale fino al collasso della struttura, dettato dal raggiungimento del limite di deformazione nell'elemento più cementato. La curva di capacità (Fig. 7.8) presenta un andamento lineare fino all'attingimento della resistenza a compressione del legno in direzione ortogonale nel maschio di base più sollecitato. Dopodiché si attiva un comportamento non-lineare con diffusione della plasticizzazione in tutti gli elementi che simulano la connessione fino alla completa crisi della parete che si verifica, in questo caso, per raggiungimento del limite di deformazione ultima del legno compresso (Fig. 7.9).

E' da specificare che in questo modello è stata assunta l'ipotesi di posizionare gli hold-down e gli angolari (rappresentati da un unico elemento frame) distribuiti uniformemente su tutta la parete, cosa che nella realtà non avviene, in quanto gli hold-down sono collocati solo agli estremi dei pannelli e gli angolari solo al centro. Questo è il motivo per cui la crisi della parete è governata dal legno compresso e non dagli hold-down. Infatti, come mostrato più avanti, nel caso in cui gli hold-down sono posizionati ai bordi dei pannelli la crisi è quasi sempre determinata dal raggiungimento del loro limite di deformazione ultima a trazione.

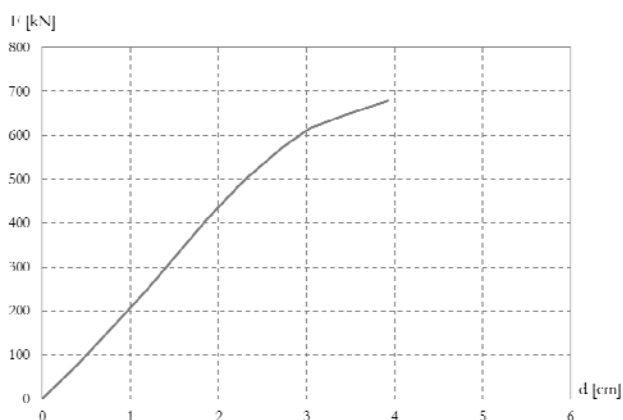


Fig. 7.8 Curva di push-over con $\epsilon_{HD,u} = \epsilon_{90,u} = 1\%$ (telaio con connessioni)

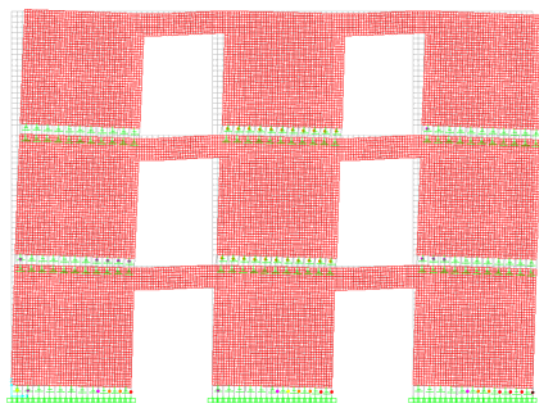


Fig. 7.9 Distribuzione delle cerniere plastiche al collasso (telaio con connessioni)

7.3.3 Modello a mensola monolitica

Considerata la scarsa fiducia posseduta nei riguardi delle capacità resistenti offerte dalla fascia di piano, il comportamento della parete è stato analizzato anche nel caso in cui essa abbia un comportamento globale a mensola. La fascia di piano è stata considerata nella sostanza inefficace nei riguardi del taglio e della flessione, ma capace di esercitare un semplice vincolo di collegamento tra le teste dei maschi che assicura l'uguaglianza degli spostamenti orizzontali (pendolo inestensibile).

In Tab. 7.3 sono riassunti i risultati dell'analisi modale relativi al primo modo di vibrare e, come era da attendersi, si registra un incremento del periodo fondamentale di vibrazione, ma pur sempre contenuto nei limiti del plateau dello spettro.

Modo	T	ω	m*
	[s]	[rad/s]	
1	0.300	20.93	73 %

Tab. 7.3 Caratteristiche del primo modo di vibrare (mensola senza connessioni)

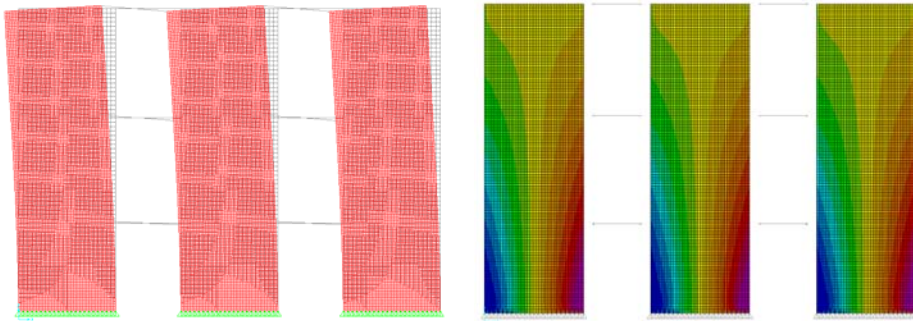


Fig. 7.10 Mensole senza connessioni: sx) primo modo di vibrare, dx) andamento tensioni normali

Le massime tensioni normali nei maschi di base, ottenute per le forze statiche ridotte del fattore di struttura, risultano:

- $\sigma_{c,0,max}=4.90$ MPa, $\sigma_{t,0,max}=4.90$ MPa;

Anche in questo caso si supera la massima resistenza a compressione ortogonale del legno.

7.3.4 Modello a mensola con connessioni

Anche in questo caso le connessioni sono state progettate seguendo i criteri precedentemente esposti e assicurando che l'interazione connettori legno sia sovra-resistente rispetto alle piattine metalliche (hold-down). Per brevità non si riportano le sezioni degli hold-down adottate, ma si fa notare che il numero di chiodi necessari ad assicurare questo meccanismo è risultato molto elevato (49 chiodi $\phi 8$ al piano terra e 37 ai piani superiori), tale da non poter essere contenuto negli hold-down ordinariamente in uso. Nella Tab. 7.4 sono riportati i risultati dell'analisi modale. Il primo periodo di vibrazione subisce un incremento rispetto alla parete monolitica, causato dalla presenza delle connessioni meccaniche presenti ai vari piani.

Modo	T	ω	m*
	[s]	[rad/s]	
1	0.468	13.40	71 %

Tab. 7.4 Caratteristiche del primo modo di vibrare (mensola con connessioni)

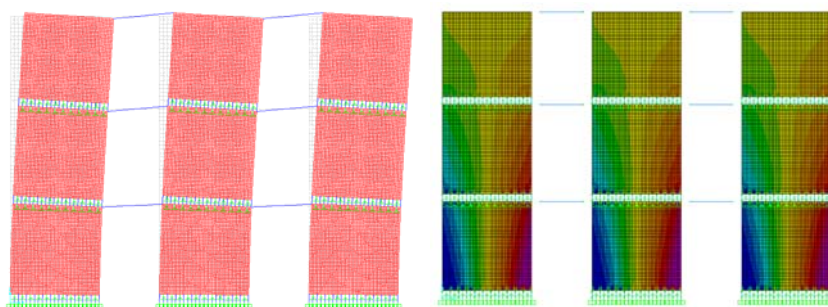


Fig. 7.11 Mensole con connessioni: sx) primo modo di vibrare, dx) andamento tensioni normali

In Fig. 7.12 è stata riportata la curva di push-over ottenuta per il caso in esame. Anche in questo caso la prima plasticizzazione è quella corrispondente al legno in compressione e solo successivamente si verifica una redistribuzione plastica delle sollecitazioni negli altri elementi della connessione. La crisi globale della parete è dovuta sempre al raggiungimento della deformazione ultima del legno compresso, ma comunque con gli hold-down che hanno abbondantemente superato la soglia elastica.

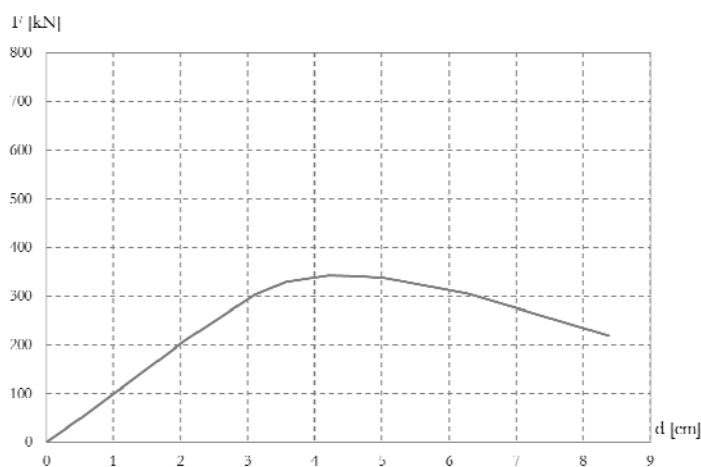


Fig. 7.12 Curva di push-over con $\epsilon_{HD,u} = \epsilon_{90,u} = 1\%$ (mensola con connessioni)

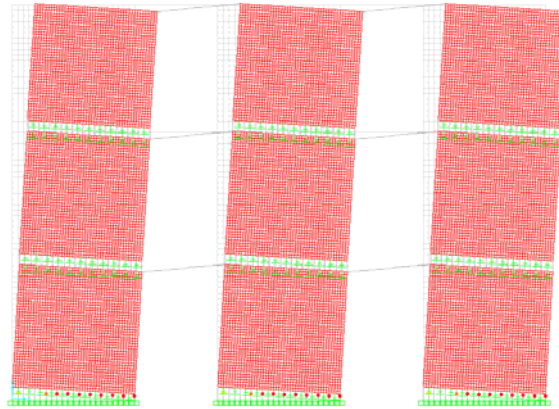


Fig. 7.13 Distribuzione delle cerniere plastiche al collasso

7.3.5 Considerazioni sulla capacità sismica

Le analisi non-lineari svolte sul modello a telaio con connessioni hanno permesso di apprezzare, oltre al comportamento elastico, anche le capacità deformative inelastiche delle pareti. Ciò ha consentito di risalire al valore del fattore di struttura e alla loro capacità sismica (espressa in termini di massima PGA sopportabile su suolo A). Questi valori si sono ricavati operando in accordo al metodo N2 (Fajfar & Gaspersic, 2000) che consiste nel ridurre la curva di push-over del sistema reale (MDoF) a quella di un oscillatore semplice equivalente (SDoF) che, bilinearizzata mediante il principio di uguaglianza delle aree sottese, consente di ricavare la resistenza massima F_{max}^* e la duttilità $\mu = d_u^*/d_y^*$; essendo d_u^* e d_y^* rispettivamente lo spostamento corrispondente al limite ultimo e quello al limite elastico, la rigidezza k^* ed il periodo T^* , tutti ottenuti in funzione del fattore di partecipazione modale della struttura reale Γ . Da qui è possibile risalire al fattore di struttura q^* esibito dalla parete e alla sua PGA.

Nelle tabelle delle Figg. 7.14 e 7.16 sono riepilogati i valori del sistema SDof rispettivamente del modello a telaio e di quello a mensola. Si osserva come le massime PGA sopportabile dal telaio (0.33g) e dalle mensole (0.20g) risultano sempre superiori a quella attesa di progetto (0.167g). Pertanto, si ritiene che progettare le pareti X-lam assumendo un fattore di struttura pari a $q=2.0$ conduce a capacità sismiche non trascurabili della parete in relazione al terremoto di progetto, tra l'altro questo valore è in perfetto accordo con quanto riportato da altri autori in letteratura (Ceccotti 2088; Ceccotti et al., 2013, Fragiaco et al., 2011)

Nelle Figg. 7.15 e 7.17, inoltre, sono rappresentate le curve di push-over in formato ADRS, dalle quali si evince che mentre nel caso del modello a telaio occorrono sismi di

notevole intensità prima di raggiungere la soglia plastica, il modello a mensola ha quasi esaurito tutte le risorse elastiche già per il terremoto di progetto.

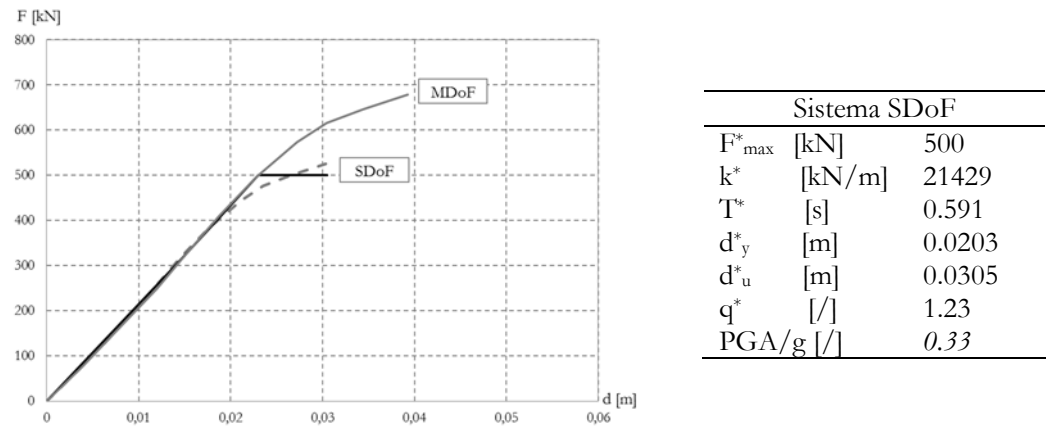


Fig. 7.14 Curva di push-over per il modello a telaio con connessioni

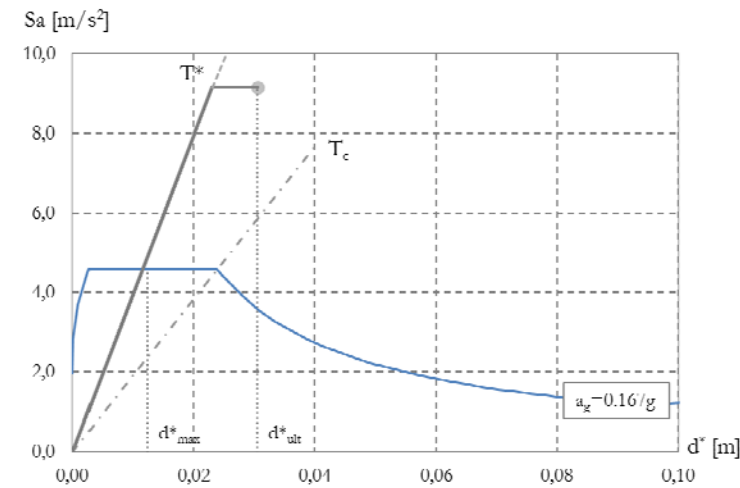
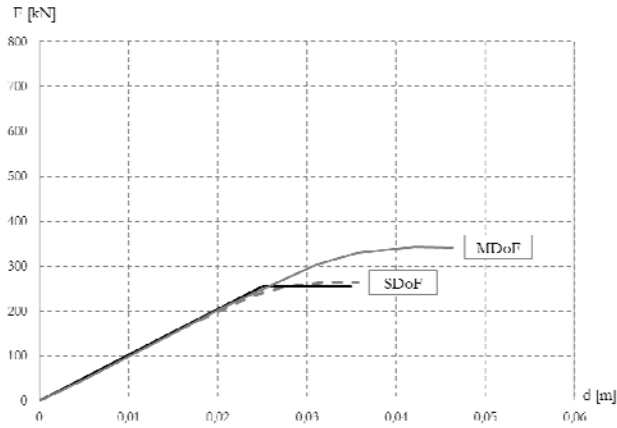


Fig. 7.15 Push-over in formato ADRS: telaio con connessioni



Sistema SDoF		
F^*_{max}	[kN]	225
k^*	[kN/m]	10200
T^*	[s]	0.449
d^*_y	[m]	0.0250
d^*_u	[m]	0.0305
q^*	[/]	1.40
PGA/g	[/]	0.20

Fig. 7.16 Curva di push-over per il modello a mensola con connessioni

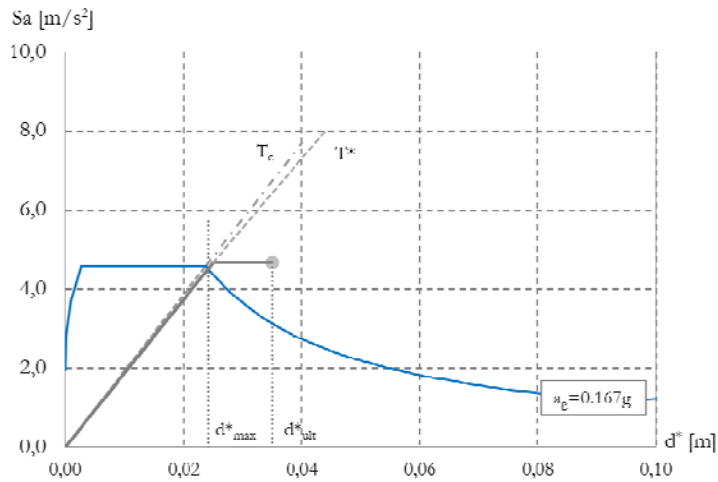


Fig. 7.17 Push-over in formato ADRS: mensole con connessioni

Dall'analisi di vulnerabilità e dal confronto delle curve di push-over ottenute sul modello a telaio e quello a mensola (Fig. 7.18) emerge che l'effetto telaio conduce ad una maggiore resistenza della parete, quasi a parità di duttilità, e quindi a capacità sismiche più elevate. L'adozione di un modello a telaio resta valido fino al momento in cui le fasce di piano sono in grado di garantire l'accoppiamento tra i pannelli verticali ma, come già accennato sopra, lo stato tensionale che si instaura in esse, almeno per fasce con rapporti di snellezza ordinari, raggiunge molto facilmente i valori delle tensioni di rottura del materiale. Pertanto, ai fini della schematizzazione delle pareti lignee, operando a vantaggio di sicurezza, appare opportuno trascurare la presenza delle fasce di piano ed adottare un modello a mensole collegate.

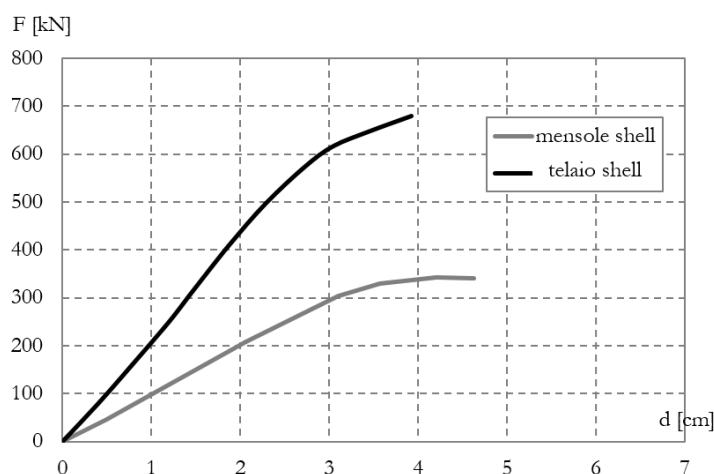


Fig. 7.18 Confronto curve di push-over: telaio vs mensole

7.4 L'influenza delle connessioni sul comportamento delle pareti X-lam

7.4.1 Descrizione della parete

Le analisi svolte sulla parete presentate nel paragrafo precedente hanno evidenziato il ruolo fondamentale delle connessioni sul comportamento sismico delle pareti in X-lam. Pertanto, adottando i criteri di modellazione delle pareti esposti nel Cap.4 è stata condotta una campagna di analisi numeriche finalizzata ad investigare l'influenza della zona di connessione sul comportamento globale delle pareti lignee, in termini di resistenza e di duttilità.

L'interazione tra i diversi elementi che definiscono la zona di connessione influisce in maniera più o meno significativa sul comportamento strutturale. Molteplici sono i fattori

che partecipano alla definizione della capacità sismica globale di tale tipologia strutturale, quali i valori di resistenza e deformazione ultima a compressione del legno, la modalità di attingimento della soglia di snervamento ed ultima della zona di connessione resistente a trazione ed i corrispondenti valori di resistenza e deformazione. Tutti questi parametri sono stati considerati come variabili parametriche nelle analisi non-lineari condotte.

Le analisi svolte fanno riferimento ad una parete costituita da tre livelli e quattro campate (Fig. 7.19), realizzata con pannelli in legno X-lam a tre strati, di spessore complessivo pari a 13.5 cm le cui caratteristiche meccaniche sono quelle corrispondenti al profilo di resistenza del legno lamellare GL24h. L'altezza dei pannelli è di 2.70 m, mentre la base tra i diversi maschi è variabile ed è indicata in Fig. 7.19. La parete è stata modellata trascurando la presenza delle fasce di piano, in accordo a quanto evidenziato in precedenza, adottando quindi una schematizzazione a mensole verticali (maschi lignei) collegate tra loro, ad ogni impalcato, da pendoli inestensibili che assicurano l'uguaglianza degli spostamenti orizzontali dei maschi.

Le connessioni meccaniche sono realizzate ad ogni livello tramite hold-down ed angolari metallici in acciaio S275 chiodati al pannello ligneo. Gli elementi hold-down, presenti solo alle estremità dei pannelli, sono stati posizionati a 12.50 cm dagli estremi su entrambe le facce del pannello (per facilità di modellazione numerica), mentre gli angolari sono stati posizionati nella zona centrale. I profili impiegati per le piattine metalliche sono stati ottenuti da cataloghi commerciali, ciò al fine di seguire un iter progettuale che si avvicini il più possibile alla pratica corrente. Gli elementi hold-down hanno una sezione trasversale di 50x3 mm al piano terra e 40x3 mm ai piani superiori. Gli angolari, invece, hanno dimensioni di 65x4 mm a tutti i livelli, corrispondente alla sezione minima facilmente reperibile in commercio.

La parete in esame è stata modellata con il software SAP2000 (Fig. 7.20), seguendo i criteri di modellazione del materiale e delle connessioni già esposti nel Cap. 4. I collegamenti (hold-down e angolari) sono stati progettati con le sollecitazioni derivanti una distribuzione di forze statiche equivalente ridotte di un fattore di struttura $q=2.0$, corrispondenti accelerazione al suolo di riferimento $a_g=0.35g$ e applicate al modello di parete a mensole monolitiche (in assenza di connessioni). Su ciascun maschio ligneo sono stati posizionati coppie di hold-down agli estremi del pannello e coppie di angolari nella zona centrale.

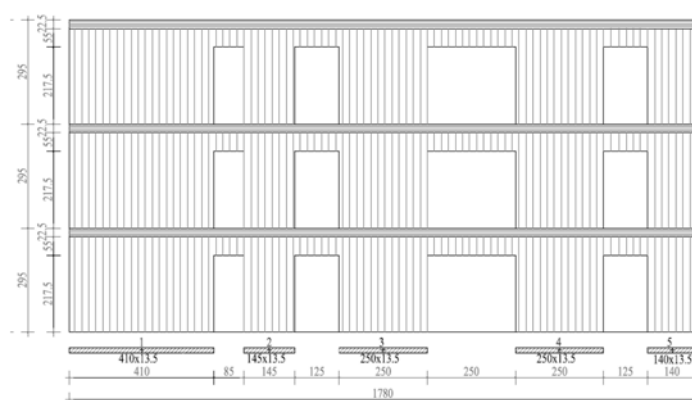


Fig. 7.19 La parete analizzata

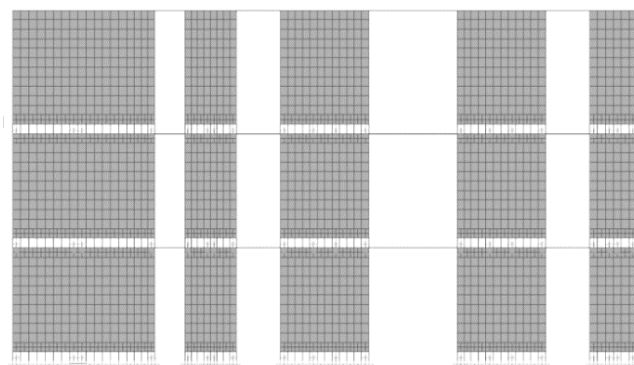


Fig. 7.20 Il modello agli elementi finiti della parete

7.4.2 Risultati delle analisi numeriche

La campagna di analisi numeriche è stata condotta al variare dei principali parametri deformativi e di resistenza degli elementi che definiscono la connessione. Di seguito, per ciascun parametro analizzato, vengono riassunti i risultati conseguiti dalle analisi non-lineari:

Parametro 1: deformazione ultima del legno in compressione ortogonale ($\epsilon_{90,u}$). In questo caso il valore di $\epsilon_{90,u}$ è stato fatto variare nel range 1%–5% (per i motivi già esposti nel Cap.4). La scelta dell'estremo superiore dell'intervallo è avvenuta, in via cautelativa, limitando in maniera consistente il valore ottenuto da una serie di prove sperimentali condotte dagli autori su provini sollecitati a compressione ortogonale alle fibre, i quali hanno mostrato una capacità deformativa ultima con valori maggiori del 10%. Le analisi numeriche svolte hanno evidenziato che al variare di $\epsilon_{c,90,u}$ la crisi nelle zone di connessione dei vari maschi

lignei costituenti la parete è sempre determinata dal raggiungimento del limite deformativo degli elementi tesi. Tale parametro, quindi, non sembra influenzare in alcun modo la risposta globale della parete sia in termini di resistenza che di duttilità, infatti le curve di push-over risultano coincidenti al variare del valore considerato (Fig. 7.21).

Parametro 2: deformazione ultima degli elementi tesi ($\varepsilon_{HD,u}$). In questo caso il valore di $\varepsilon_{HD,u}$ è stato fatto variare nell'intervallo 1%-3%. A differenza di quanto è avvenuto nel caso precedente, l'aumento di deformazione ultima degli elementi tesi ha comportato sempre incrementi di duttilità e resistenza delle zone di connessione ai vari maschi e quindi della parete nel suo complesso. Bisogna notare, però, che anche in questo caso il limite deformativo superiore dell'intervallo potrebbe essere spinto ben oltre il 3% (attesi anche i limiti deformativi ultimi dell'acciaio suggeriti anche dalle attuali normative).

Le curve di push-over in Fig. 7.22 mostrano incrementi di resistenza e di duttilità globale e in tutti i casi si evidenzia un brusco degrado di resistenza, dovuto alla raggiungimento del valore ultimo di resistenza e deformazione nella sezione di connessione del maschio ligneo più sollecitato. Naturalmente, la crisi di un solo maschio non determina il collasso dell'intera parete e le sollecitazioni agenti nel sistema parete continuano a ridistribuirsi sui maschi che non hanno ancora esaurito le loro riserve plastiche, conferendo alla parete significative capacità deformative post-elastiche.

Parametro 3: connessioni meccaniche (hold-down) reagenti in trazione e in compressione. In questo caso le analisi sono state svolte nella doppia ipotesi di capacità resistente a compressione degli hold-down nulla o pari al valore massimo, quest'ultimo assunto coincidente a quello relativo allo sforzo plastico relativo alla sezione trasversale dell'hold-down. Le curve di push-over, riportate in Fig. 7.23, mostrano che nel caso in cui si porta in conto la capacità resistente degli hold-down in compressione la curva registra un incremento di resistenza massima di entità trascurabile. D'altra parte bisogna considerare che le piattine metalliche possono essere soggette a fenomeni di instabilità che renderebbero nullo tale contributo.

E' da notare che, per il modello proposto, la scelta del valore limite di resistenza a compressione da assegnare alle unioni meccaniche assume carattere generale e continua ad essere valida per qualunque criterio di gerarchia delle resistenze adottato, come già evidenziato in precedenza nel caso di sollecitazioni di trazione.

Parametro 4: resistenza a compressione del legno pari a quella ortogonale ($f_{c,90,d}$) o parallela ($f_{c,0,d}$) alla fibratura. In questo caso, il parametro da variare riguarda il valore di resistenza ultima da assegnare al vincolo che simula il contatto legno-legno, in un caso assunto pari a $f_{c,90,d}$ e nell'altro pari a $f_{c,0,d}$. Quest'ultima assunzione appare comunque non corretta se messa in relazione alle usuali pratiche costruttive che vedono, quasi sempre, un dormiente ligneo interposto tra al contatto pannello-fondazione oppure il solaio se riferito al contatto pannello-pannello. Ad ogni modo, una fronte di variazione consistente dei valori nel passaggio da $f_{c,90,d}$ a $f_{c,0,d}$ la curva di capacità non mostra un significativo incremento di

resistenza ultima della parete e la crisi continua ad essere governata dall'attingimento della deformazione ultima degli elementi tesi nella zona di connessione (Fig. 7.24).

In definitiva, la campagna di analisi numeriche ha messo in luce chiaramente che la capacità sismica del sistema parete dipende in maniera significativa dalle capacità deformative dal sistema di connessione e, più nello specifico, dalla deformazione ultima raggiungibile negli elementi deputati a resistere a trazione (siano essi gli hold-down, siano essi l'interazione legno-connettori). Infatti, l'incremento delle capacità deformative e di resistenza del legno compresso non producono, al livello globale, importanti incrementi di capacità sismica dal momento che la crisi è sempre governata dagli elementi sollecitati a trazione.

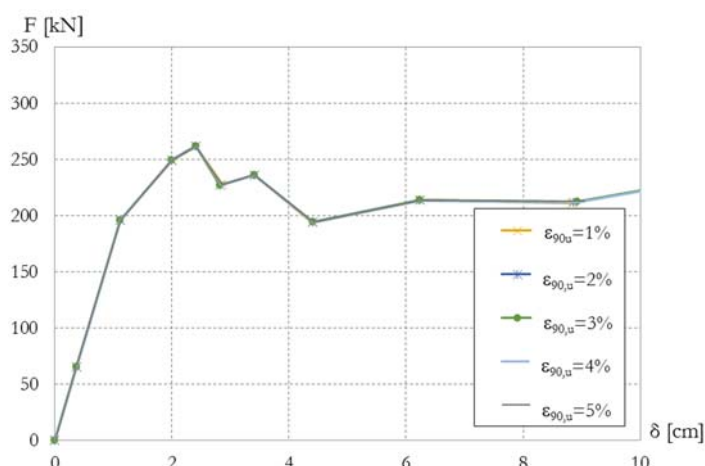


Fig. 7.21 Curva di push-over al variare della deformazione ultima del legno

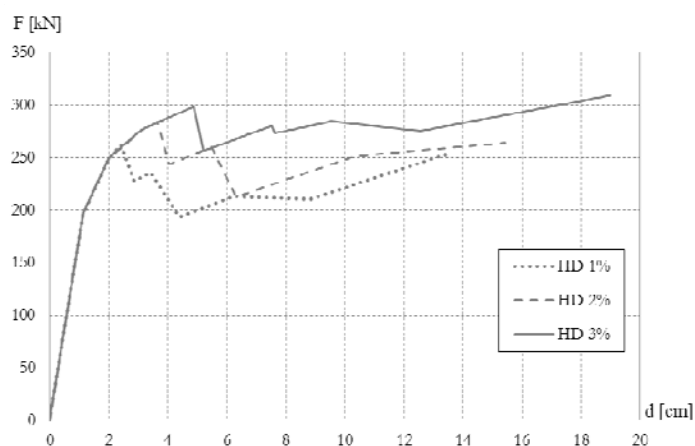


Fig. 7.22 Curva di push-over al variare della deformazione ultima delle piattine metalliche (HD e SA)

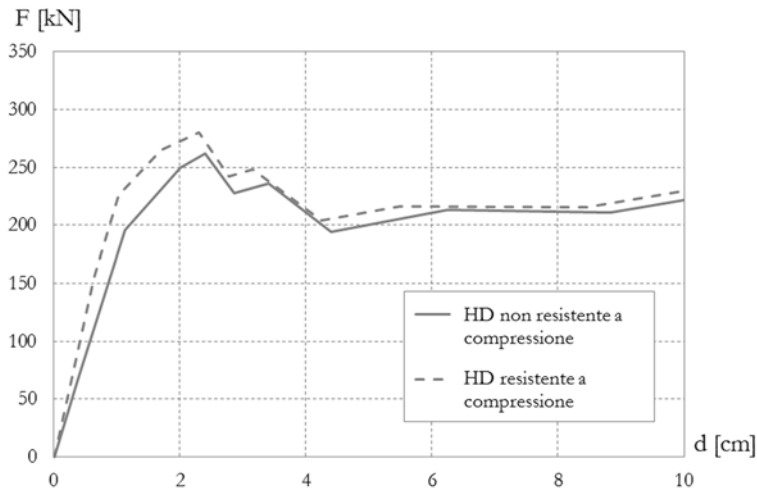


Fig. 7.23 Curva di push-over considerando la resistenza a compressione degli HD

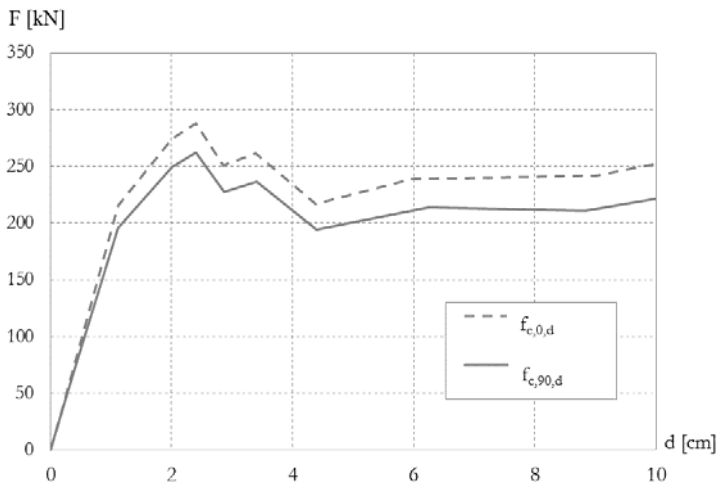


Fig. 7.24 Curva di push-over al variare della resistenza del legno compresso.

7.4.3 L'influenza del progetto con la gerarchia delle resistenze sulla capacità sismica

Le analisi parametriche svolte hanno messo in luce che il comportamento strutturale in campo post-elastico delle pareti a pannelli X-lam sottoposte ad azioni orizzontali dipende esclusivamente dalle capacità dissipative dei sistemi di connessione e che, una variazione dei parametri di resistenza e deformazione ultima della parte in legno compressa non modifica in maniera sostanziale il comportamento globale della parete.

In analogia a quanto avviene per le strutture realizzate con gli altri materiali da costruzione (cemento armato e acciaio) la possibilità che si possa manifestare il comportamento plastico è garantito solo se il meccanismo di rottura duttile precede quello fragile, nel perfetto rispetto delle regole del *capacity design*.

Nel caso di questa tipologia strutturale la crisi può essere connessa al raggiungimento del valore di snervamento della piattina metallica oppure all'interazione tra il legno ed i connettori.

Sulla base di questa considerazione, come già accennato nel Cap. 6, si possono ipotizzare due possibili approcci del criterio di gerarchia delle resistenze da applicare per il progetto in duttilità delle connessioni meccaniche:

- *approccio 1*: considera la zona legno-connettori sovra-resistente rispetto alle piattine metalliche (hold-down e angolari)
- *approccio 2*: considera le piattine metalliche sovra-resistenti rispetto alla zona legno-connettori.

Nel caso dell'approccio 1, nella modellazione adottata le resistenze plastiche connesse ai sistemi di unione meccanica hold-down e angolari corrispondono rispettivamente allo sforzo ultimo a trazione e a taglio delle piattine metalliche e la rigidità è pari a quella delle parti in acciaio, che si comportano da elemento fusibile nel caso di sisma. Di contro la chiodatura, e più in generale la zona legno-connettori, esibisce un comportamento indefinitamente elastico.

L'applicazione di questo approccio come criterio di gerarchia delle resistenze comporta che il numero di chiodi deve essere determinato in modo da garantire una opportuna sovra-resistenza rispetto agli hold-down e agli angolari. Pertanto deve essere soddisfatta la seguente uguaglianza:

$$R_d > \gamma_{Rd} N_{pl,HD/SA}$$

Dove R_d è la resistenza plastica della connessione alla Johansen, $N_{pl,HD/SA}$ è lo sforzo assiale plastico delle piattine metalliche e $\gamma_{Rd}=1.30$ è il fattore di sovra-resistenza adottato in accordo anche con quanto proposto da altri autori (Gavric et al., 2011; Schickofer et al., 2014; Sustersic et al., 2011).

Di norma, però, affidare la dissipazione plastica alle piattine metalliche oltre a comportare l'utilizzo di un elevato numero di chiodi (spesso superiore a quello massimo previsto nei cataloghi commerciali), risulta non sempre possibile a causa di premature crisi fragili delle piattine stesse in corrispondenza della sezione forata, che comporta l'annullamento istantaneo della potenziale duttilità posseduta dalle stesse (come evidenziato da Schickofer et al., 2014). Pertanto, se la dissipazione plastica vuole essere affidata agli elementi metallici è necessario eliminare qualsiasi possibile attivazione di crisi fragile. Ad esempio, per concentrare la plasticizzazione nelle piattine è necessario prevedere una rastremazione degli hold-down (elementi tipo *dog-bone* o altri sistemi) in modo che la loro sezione

resistente risulti sempre minore di quella valutata in corrispondenza della linea di foratura per il posizionamento dei chiodi.

Pertanto di seguito, l'approccio 1 è stato analizzato ipotizzando due differenti sotto casi:

(i) Approccio 1: considerando che la plasticizzazione avvenga nelle piattine metalliche, ma non tenendo conto della quasi certa crisi fragile.

(ii) Approccio 1.1: ipotizzando una riduzione di sezione delle piattine in modo da concentrare la plasticizzazione nell'hold-down, oppure prevedere sistemi simili che concentrano la crisi negli elementi metallici (come mostrato in Fig. 7.41).

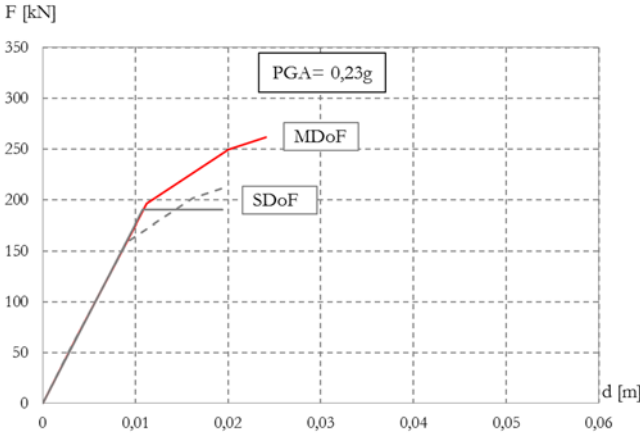
Infine, poi, la progettazione secondo l'approccio 1.1 consente di by-passare lo svantaggio dell'approccio 1 legato all'impiego di un consistente numero di chiodi permettendo, al contempo, l'utilizzo di un numero di chiodi "ordinario" (analogo a quello che si otterrebbe con l'approccio 2) e l'eliminazione della sovra-resistenza connessa all'impiego di profili commerciali.

7.4.3.1 Valutazione della capacità secondo l'approccio 1 e l'approccio 1.1

Come visto nel paragrafo precedente, le analisi numeriche hanno confermato che la capacità sismica della parete dipende fortemente dalla possibilità di escursione in campo post-elastico degli elementi deputati a resistere a trazione. Pertanto, sono state svolte analisi di vulnerabilità sismica sulla parete, per la determinazione della massima PGA sopportabile e del fattore di struttura (q^*), al variare della deformazione ultima ($\epsilon_{HD,u}$) dei sistemi di connessione, sia per la parete progettata con l'approccio 1 che per quella progettata con l'approccio 1.1. E' da specificare che il tagliante (F^*_{max}) e lo spostamento ultimo (d^*_u) assunti per questi calcoli sono quelli corrispondenti al picco di resistenza della curva di push-over, situazione in cui si verifica la crisi del primo maschio ligneo.

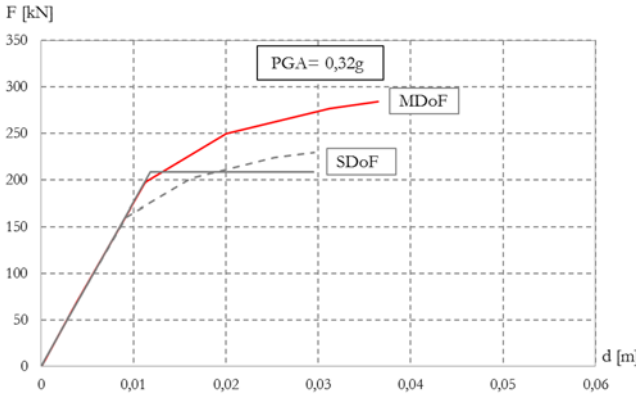
Da quanto si evince dalle analisi svolte, se l'elemento teso del sistema di connessione garantisce una deformazione ultima pari a 2% il sistema parete esibisce fattori di struttura q maggiori di 2.50 e assicura il superamento di terremoti di intensità medio-alta con PGA maggiori 0.30g (su suolo A). A tal proposito, studi condotti da diversi gruppi di ricerca confermano come ragionevole un valore di $q=2.00$ da utilizzare per questo tipo di strutture (Ceccotti et al. 2013, Calderoni et al., 2013). Tuttavia, resta comunque valido il fatto che progettare con l'approccio 1, seppur valido a livello teorico, risulta irrealistico dal punto di vista pratico. Mentre l'approccio 1.1 conserva la sua validità pratica e teorica.

Di seguito, nelle Figg. 7.25, 7.26 e 7.27 sono riportate le curve di capacità per tutti i casi analizzati dell'approccio 1 ed una tabella dei principali valori dell'analisi di capacità svolta con il metodo N2 relativi al sistema SDoF equivalente. Mentre nelle Figg. 7.28, 7.29 e 7.30 sono riportate quelle dell'approccio 1.1.



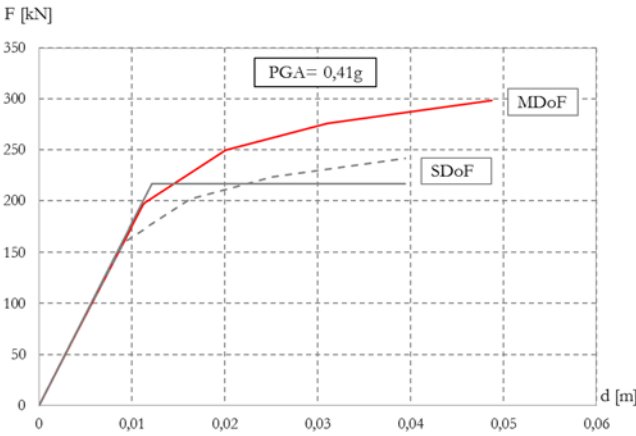
F_{\max}^*	[kN]	190
M^*	[t]	44.85
k^*	[kN/m]	17568.6
T^*	[s]	0.317
d_y^*	[m]	0.0108
d_u^*	[m]	0.0194
q^*	[/]	1.48
PGA/g	[/]	0.23

Fig. 7.25 Curva di push-over per $\varepsilon_{HD,u}=1\%$, approccio 1



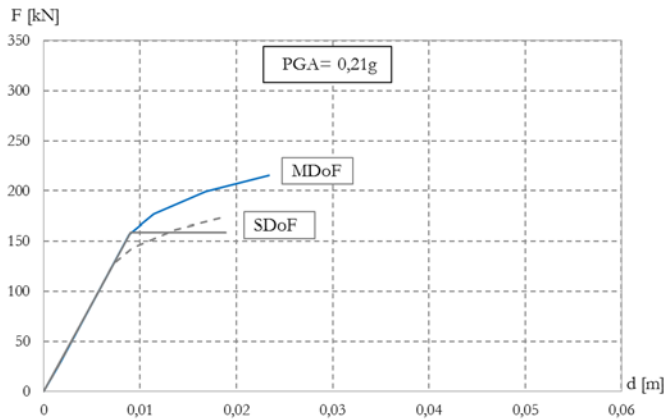
Sistema SDoF	
F_{\max}^*	[kN]
M^*	[t]
k^*	[kN/m]
T^*	[s]
d_y^*	[m]
d_u^*	[m]
q^*	[/]
PGA/g	[/]

Fig. 7.26 Curva di push-over per $\varepsilon_{HD,u}=2\%$, approccio 1

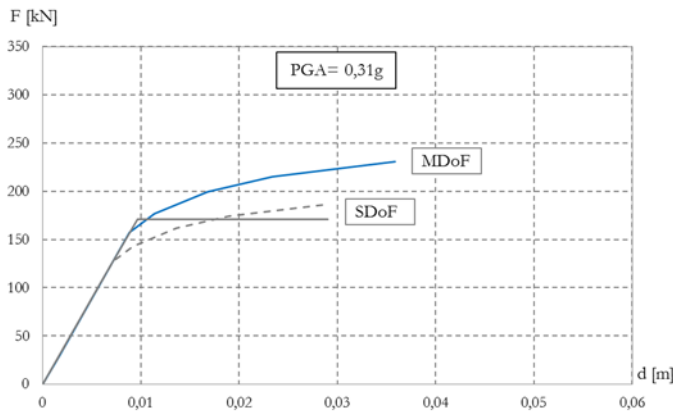


Sistema SDoF	
F_{\max}^*	[kN]
M^*	[t]
k^*	[kN/m]
T^*	[s]
d_y^*	[m]
d_u^*	[m]
q^*	[/]
PGA/g	[/]

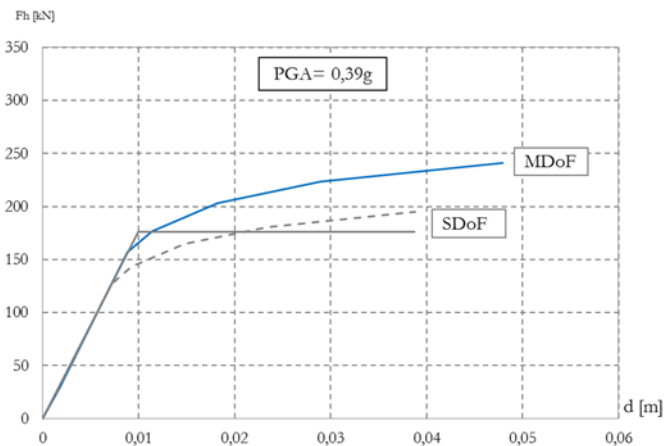
Fig. 7.27 Curva di push-over per $\varepsilon_{HD,u}=3\%$, approccio 1



F_{\max}^*	[kN]	159
M^*	[t]	44.85
k^*	[kN/m]	17694.9
T^*	[s]	0.316
d_y^*	[m]	0.0089
d_u^*	[m]	0.0189
q^*	[/]	1.67
PGA/g	[/]	0.21

Fig. 7.28 Curva di push-over per $\varepsilon_{HD,u} = 1\%$, approccio 1.1

Sistema SDoF		
F_{\max}^*	[kN]	171
M^*	[t]	44.85
k^*	[kN/m]	17714.3
T^*	[s]	0.317
d_y^*	[m]	0.0096
d_u^*	[m]	0.029
q^*	[/]	2.22
PGA/g	[/]	0.31

Fig. 7.29 Curva di push-over per $\varepsilon_{HD,u} = 2\%$, approccio 1.1

Sistema SDoF		
F_{\max}^*	[kN]	176
M^*	[t]	44.85
k^*	[kN/m]	17724.2
T^*	[s]	0.317
d_y^*	[m]	0.0093
d_u^*	[m]	0.0387
q^*	[/]	2.76
PGA/g	[/]	0.39

Fig. 7.30 Curva di push-over per $\varepsilon_{HD,u} = 3\%$, approccio 1.1

7.4.3.2 Valutazione della capacità secondo l'approccio 2

Risultati sperimentali condotti di recente (Gavric et al., 2011; Fragiaco et al., 2011) mostrano, però, che anche nel caso in cui la crisi degli elementi di connessione resistenti a trazione si verifica per rifollamento del legno e/o snervamento dei connettori (approccio 2) è comunque possibile raggiungere valori di deformazione ultima in trazione non trascurabili (anche fino al 4-5%).

Pertanto, la progettazione delle connessioni è stata eseguita anche secondo l'approccio 2. In questo secondo caso si ipotizza che nella zona di interazione legno-connettore sia concentrata la plasticizzazione degli elementi di unione meccanica, mentre le piattine metalliche conservano un comportamento indefinitamente elastico. In questo caso la resistenza plastica della connessione (R_k) viene determinata operando con la classica teoria di Johansen impiegata per le unioni lignee di tipo meccanico.

In tale ipotesi il numero di chiodi è stato determinato per garantire una sovra-resistenza delle piattine metalliche, imponendo il rispetto della seguente diseuguaglianza:

$$N_{pl,HD/SA} > \gamma_{Rd} R_d$$

dove $\gamma_{Rd} = 1.30$ è il fattore di sovra-resistenza (Gavric et al., 2011; Schickofer et al., 2014). Così facendo il numero di connettori si riduce drasticamente (di circa il 50%) rispetto all'approccio 1 (pur restando, nella sostanza, lo stesso di quello dell'approccio 1.1).

Ai fini della modellazione numerica le cerniere plastiche degli elementi HD e SA sono ancora di tipo elastico-perfettamente plastico, ma la rigidità degli elementi non è determinata in funzione della rigidità assiale (EA) delle piattine metalliche, ma dipende dalla rigidità elastica della connessione, ovvero dal modulo di scorrimento legno-connettore ($k_{ser,tot}$), come già ampiamente spiegato nel Cap. 6.

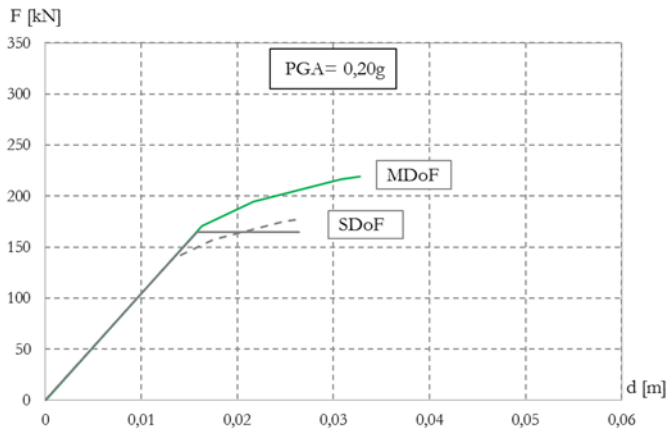
In analogia con quanto fatto nel caso di utilizzo degli approcci 1 e 1.1 sono state condotte analisi statiche non-lineari al variare della deformazione ultima $\varepsilon_{HD,u}$ dall'1 al 3% e di seguito nelle Fig. 7.31, 7.32 e 7.33, sono riportate le curve di push-over con i relativi valori di capacità sismica.

Si osserva che nel caso dell'approccio 1 si ottengono resistenze globali superiori rispetto all'approccio 2. Questo è dovuto al fatto che in fase di progettazione le sezioni delle piattine metalliche scelte sono state quelle ottenute da sagomari commerciali che pertanto hanno indotto ad una sovra-resistenza intrinseca globale della struttura. Nell'approccio 2 (così come nell'approccio 1.1), invece, è possibile calibrare il numero di chiodi strettamente necessario a garantire la resistenza in relazione alla domanda sismica senza indurre lacuna sovra-resistenza aggiuntiva. In Tab. 7.5 sono riportati i rapporti di sovra-resistenza (ΔQ) in termini percentuali, tra l'approccio 1 e l'approccio 2.

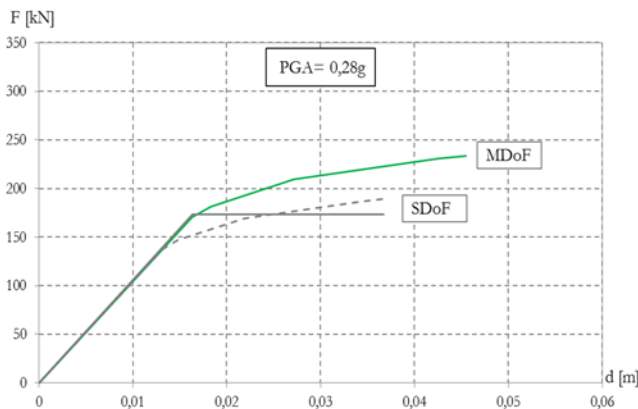
	<i>Appr.1</i>	<i>Appr.2</i>	
	F_{\max} [kN]	F_{\max} [kN]	ΔF [%]
$\varepsilon_u=1\%$	261.8	215.2	21.7
$\varepsilon_u=2\%$	283.8	230.9	22.9
$\varepsilon_u=3\%$	309.0	241.0	28.2

Tab. 7.5 Sovra-resistenze

D'altra parte, le analisi di vulnerabilità sismica condotte per l'approccio 2 mostrano valori del fattore di struttura e delle massime PGA sopportabili minori rispetto all'approccio 1, connesse alla sovra-resistenza ottenuta nel primo caso (Figg. 7.31, 7.32 e 7.33). Minore appare anche la rigidità iniziale, dovuta al diverso valore del modulo elastico equivalente. I valori sono ad ogni modo contenuti nell'intervallo dei terremoti medio-alti previsti in Italia.

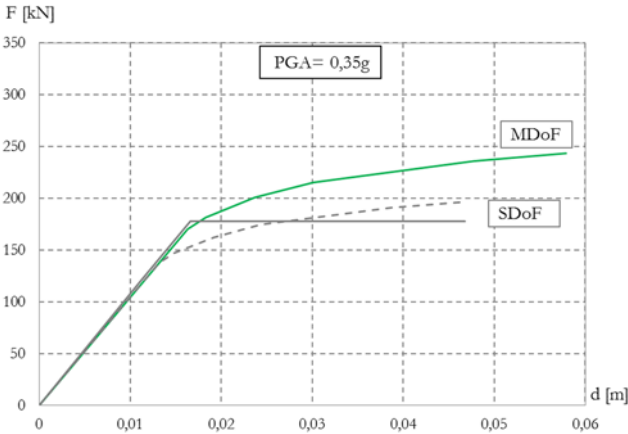


Sistema SDoF	
F_{\max}^* [kN]	165
M^* [t]	44.85
k^* [kN/m]	10441.18
T^* [s]	0.412
d_y^* [m]	0.0158
d_u^* [m]	0.0264
q^* [/]	1.53
PGA/g [/]	0.20

Fig. 7.31 Curva di push-over per $\varepsilon_u=1\%$, approccio 2

Sistema SDoF	
F_{\max}^* [kN]	178
M^* [t]	44.85
k^* [kN/m]	10604.3
T^* [s]	0.408
d_y^* [m]	0.0163
d_u^* [m]	0.0367
q^* [/]	1.98
PGA/g [/]	0.28

Fig. 7.32 Curva di push-over per $\varepsilon_u=2\%$, approccio 2



Sistema SDoF		
F^*_{max}	[kN]	173
M^*	[t]	44.85
k^*	[kN/m]	10727.3
T^*	[s]	0.406
d^*_y	[m]	0.0165
d^*_u	[m]	0.0468
q^*	[/]	2.12
PGA/g	[/]	0.35

Fig. 7.33 Curva di push-over per $\epsilon_u=3\%$, approccio 2

Di seguito vengono riportati i confronti tra le curve di push-over ottenute per i diversi approcci, rappresentate anche nel piano ADRS. Si nota come, la rigidezza globale della parete resta invariata nel caso dell'approccio 1 e dell'approccio 1.1, poiché essa è sempre funzione oltre che della rigidezza del legno in compressione ortogonale anche della rigidezza degli hold-down che intervengono con l'EA/L della piattina metallica (quindi con il modulo elastico dell'acciaio). Mentre nel caso dell'approccio 2 l'interazione connettore-legno produce necessariamente una perdita di rigidezza poiché la rigidezza assiale degli hold-down interviene con la rigidezza allo scorrimento (k_{ser}).

La resistenza, invece, che si raggiunge con l'approccio 1.1 e l'approccio 2 è praticamente coincidente poiché la resistenza degli elementi che definiscono la connessione (in particolare degli hold-down) è perfettamente calibrata in funzione della “domanda”, senza l'insorgere di sovra-resistenze aggiuntive dovute all'impiego di profili commerciali.

Come di evince dal confronto nei piani ADRS la capacità sismica delle pareti cresce in maniera anche significativa all'aumentare della deformazione ultima degli elementi deputati a resistere a trazione e risulta sempre superiore al sisma di progetto, caratterizzato da una accelerazione di progetto di 0.35g con fattore di struttura $q=2$.

Tuttavia tale capacità sismica non varia in maniera significativa al variare dell'approccio di gerarchia delle resistenze impiegato per la progettazione delle connessioni, conducendo pertanto, sempre a valori di massime PGA sopportabili simili tra di loro, per un fissato livello di deformazione ultima degli elementi tesi della connessione.

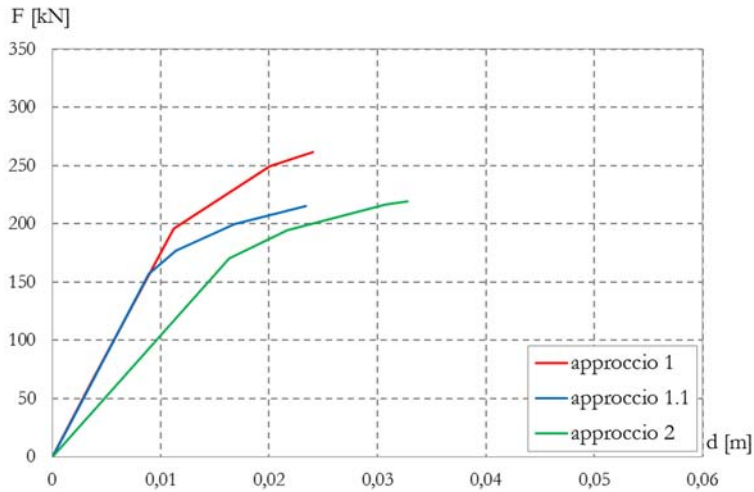


Fig. 7.34 Confronto curve di push-over per $\varepsilon_{HD,u}=1\%$

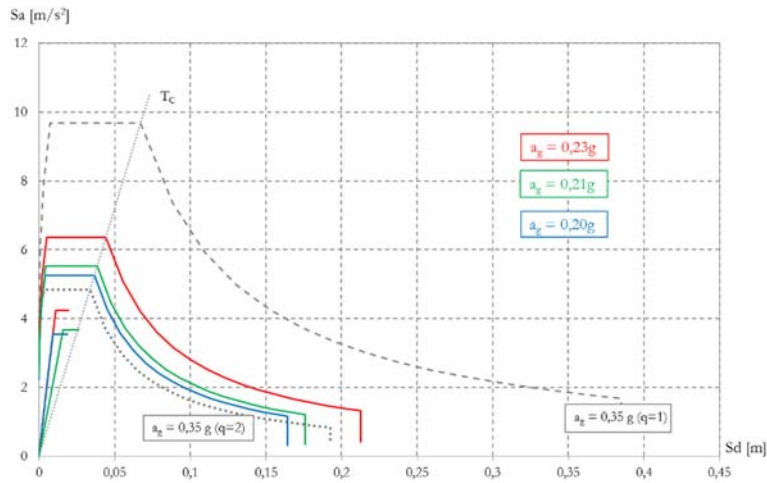


Fig. 7.35 Confronto curve ADRS per $\varepsilon_{HD,u}=1\%$

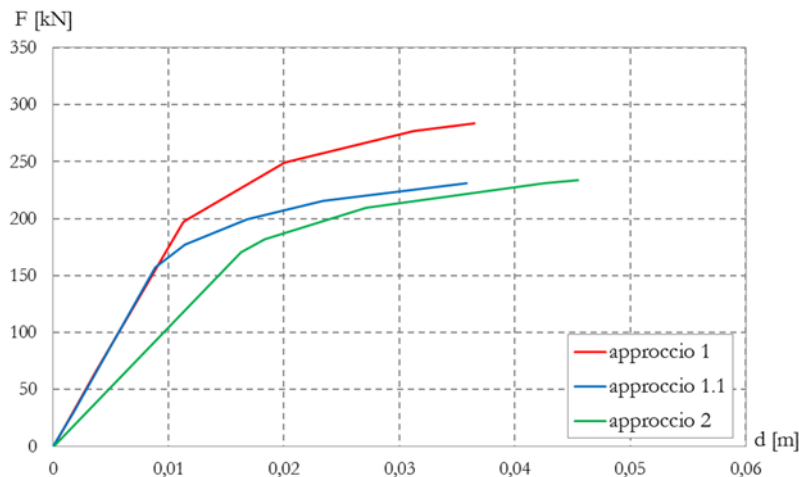


Fig. 7.36 Confronto curve di push-over per $\varepsilon_{HD,u}=2\%$

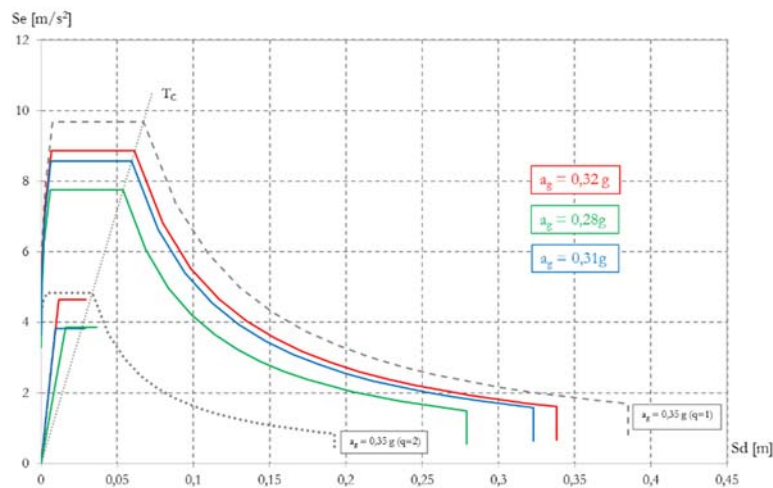
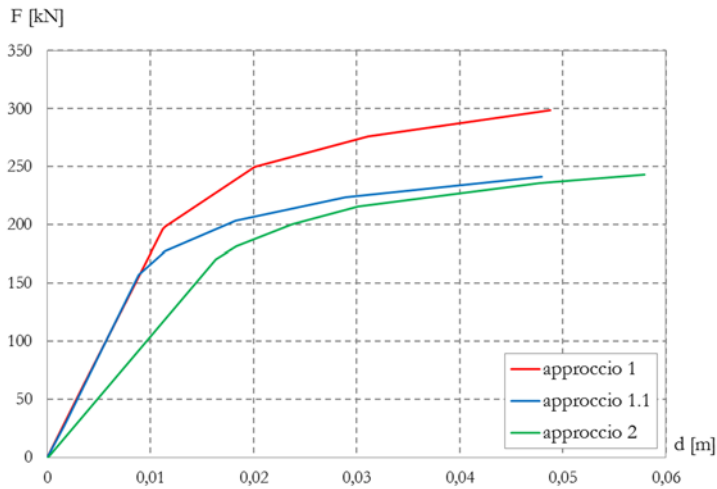
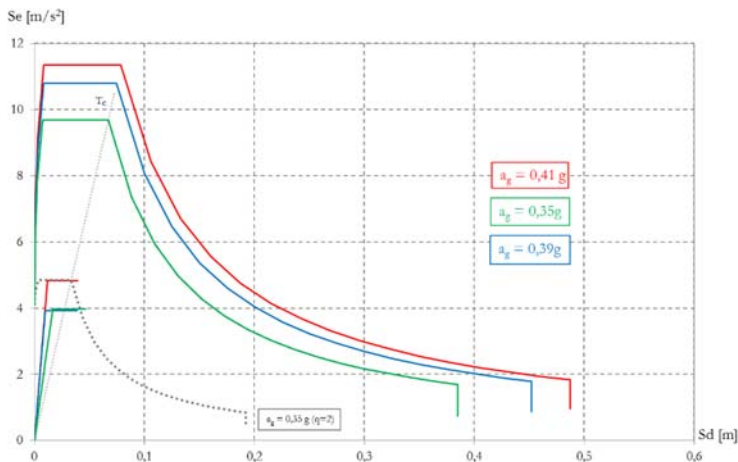


Fig. 7.37 Confronto curve ADRS per $\varepsilon_{HD,u}=2\%$

Fig. 7.38 Confronto curve di push-over per $\varepsilon_{HD,u}=3\%$ Fig. 7.39 Confronto curva ADRS per $\varepsilon_{HD,u}=3\%$

7.5 Considerazioni sulla progettazione in capacità e sul danneggiamento

La progettazione in duttilità eseguita secondo l'approccio 1, comunque poco significativa a causa delle rotture fragili nelle piattine metalliche, necessita anche di un numero di connettori pari a circa il doppio rispetto a quelli richiesti dall'approccio 2. Un tale numero di connettori è spesso impossibile da posizionare negli hold-down e negli angolari attualmente presenti in commercio a causa del numero ridotto di fori predisposti. Inoltre, il soddisfacimento della richiesta di sovra-resistenza dei connettori ed il conseguente

aumento del loro numero potrebbe comportare una cattiva disposizione degli stessi che condurrebbe, ancora una volta, a pericolose rotture per crisi fragili delle parti in legno oppure per strappo delle piattine (Fig. 7.40).

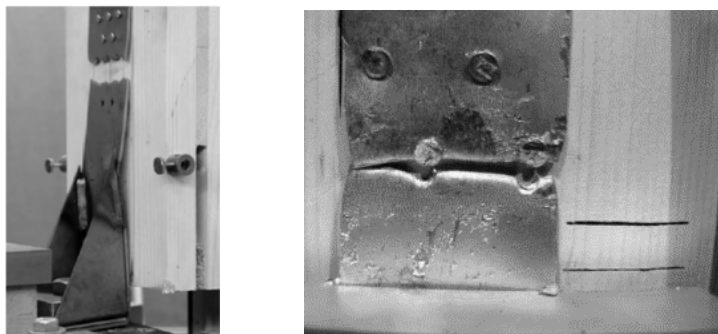


Fig. 7.40 Crisi fragili degli hold-down

Questo conduce a dover ammettere l'inapplicabilità della progettazione in accordo a tale approccio e a reindirizzare la progettazione secondo i criteri dell'approccio 1.1 oppure dell'approccio 2.

Ma regole di progettazione sismica affidabili devono possedere anche i requisiti necessari per concentrare il *danno* prodotto nella struttura in punti strategici che assicurano il meccanismo duttile atteso, la massima riduzione del danno e al contempo siano relegati a parti di più facile riparabilità.

Le regole dell'approccio 2 si traducono, nella sostanza, in un danneggiamento irreversibile dei pannelli lignei a causa dall'interazione tra legno e connettori a gambo cilindrico (oltre allo schiacciamento del legno nella zona compressa) che comporta la sostituzione totale o parziale del pannello.

Le regole dell'approccio 1.1, invece, confidano sullo snervamento delle piattine metalliche e consentono limitare il danno alle parti di acciaio, mentre il legno ed i connettori non subisce rotture e rimangono in campo elastico: il danno prodotto consente la semplice sostituzione delle parti metalliche a seguito dell'evento sismico. Inoltre, adottando come criterio progettuale l'approccio 1.1 si riescono a garantire certamente deformazioni ultime degli elementi HD anche superiori al 3%, al contrario di quanto avviene per l'interazione connettore-legno la cui capacità deformativa potrebbe essere più sensibile a problemi di ovalizzazione dei fori e quindi raggiungere capacità sismiche più elevate.

Pertanto, si ritiene che l'approccio 1.1 sia più conveniente dell'approccio 2 sia dal punto di vista del comportamento strutturale sia di quello economico.

Quindi, associate le buone capacità sismiche di questi edifici (indipendentemente dal criterio di gerarchia delle resistenze adottato), per migliorare le performance strutturali appare opportuno integrare la progettazione in capacità con quella basata sul concetto del *low-damage*.

Questa riduzione del danno, come già accennato, può ottenersi impiegando connessioni non-tradizionali, ad esempio hold-down con profilo tipo dog-bone oppure con altri sistemi, ad esempio come quello indicato in Fig. 7.41. Tale sistema prevede piastre metalliche incollate ai pannelli lignei in cui si alloggiano “tondini” metallici a cui affidare lo snervamento a trazione, disposti in numero tale da garantire la richiesta di resistenza senza indurre sovra-resistenze aggiuntive. Il vantaggio del sistema è quello di ridurre notevolmente il danneggiamento a seguito dell’evento sismico, infatti ad evento avvenuto è possibile sostituire i “tondini” metallici che hanno subito snervamento, mentre il contatto tra la piastra ed il legno resta non danneggiato. L’unica zona del sistema di connessione che rimane danneggiata è la zona di contatto legno-legno, ovvero i solai lignei (nel caso dei piani intermedi) ed eventuali dormienti interposti tra pannello e fondazione, i quali subiscono uno schiacciamento irreversibile in direzione ortogonale alle fibre. Va evidenziato, infine, che tale problema è comunque inevitabile a causa proprio la tecnologia costruttiva di questi edifici.

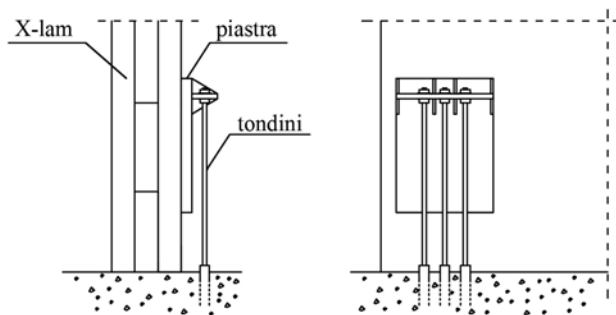


Fig. 7.41 Sistema di connessione non-tradizionale

Capitolo 8

LA PROGETTAZIONE DI PARETI X-LAM CON SISTEMI LOW-DAMAGE

8.1 Introduzione

Nel capitolo precedente è stato evidenziato come le pareti X-lam posseggono buone doti di capacità sismica, soprattutto quando il sistema di connessione non è costituito dall' hold-down tradizionale. Inoltre, è stato messo in luce come le performance strutturali possono raggiungere livelli ancora più elevati quando a ciò si accoppia una progettazione più spinta che mira alla riduzione del danneggiamento strutturale (ma anche non strutturale) a seguito di eventi sismici severi.

Si è visto, infatti, che progettare la parete X-lam tradizionale confidando sullo snervamento delle parti metalliche (approccio 1.1), adottando cioè sistemi di connessione non tradizionale (hold down tipo dog-bone o simili), consente di raggiungere capacità sismiche elevate e al tempo stesso di ridurre il livello di danno.

La progettazione finalizzata alla massima riduzione del danno (low-damage design), che in Italia potrebbe sembrare un concetto poco confidenziale, è stato introdotto negli Stati Uniti (Pampanin et al., 2001; Priestley et al., 2007, Pampanin 2012) già a partire dagli anni '90 con riferimento alle strutture in prefabbricate c.a. e poi trasferito al caso delle strutture in legno dall'Università di Canterbury in Nuova Zelanda (Sarti et al., 2012; STIC, 2013). Si tratta di sistemi ibridi, non-tradizionali, caratterizzati da un comportamento di rocking con *ricentraggio* e *dissipazione di energia*, garantiti rispettivamente da cavi post-tesi non aderenti e elementi dissipatori (acciaio dolce, pipe dissipator etc.). I cavi, inseriti all'interno delle membrane (nel caso specifico pareti X-lam etc.) consentono l'attivazione di un movimento di rocking alle pareti stesse rendendole capaci di riassumere la posizione iniziale a seguito di scuotimenti sismici, mentre i dissipatori consentono di dissipare l'energia sismica in ingresso.

Questo sistema permette di ridurre al minimo il danneggiamento sismico della struttura, infatti gli unici elementi potenzialmente danneggiabili sono dissipatori che, però, possono essere sostituiti a seguito dell'evento disastroso poiché posizionati esternamente alle membrane, mentre le membrane sono progettate per rimanere sempre in campo

elastico. Inoltre, progettare con sistemi post-tesi consente di superare anche i problemi connessi allo schiacciamento del legno in direzione ortogonale alle fibre in quanto le pareti lignee, realizzate a tutta altezza, non presentano ai piani intermedi solai lignei interposti, mentre quelli del piano terra poggiano direttamente sul piano della fondazione.

Pertanto, in questo capitolo è stato effettuato un confronto tra i sistemi X-lam tradizionali (con hold-down e angolari) che prevedono, però l'impiego di connessioni non tradizionali a basso danneggiamento (descritti nel Cap. 7) e i sistemi rocking low-damage caratterizzati da ricentraggio e dissipazione. Ciò al fine di valutare se anche sistemi tradizionali, una volta assicurata la riduzione al minimo del danno, sono in grado di raggiungere gli stessi target di performance strutturale dei sistemi post-tesi già ampiamente utilizzati in Nuova Zelanda.

8.2 Cenni sul comportamento sismico di pareti X-lam con post-tensione

La tecnica della post-tensione consiste nell'inserimento di cavi post-tesi, non aderenti, all'interno di pareti X-lam alle quali deve essere affidata tutta la resistenza sismica della costruzione. E' da specificare, che con questo sistema, può cambiare anche la concezione strutturale (tradizionale) della costruzione massiccia a pareti X-lam. Infatti, al contrario del sistema X-lam tradizionale, in questo caso, la struttura può essere realizzata con pareti lignee post-tese che resistono alle azioni orizzontali e da telai lignei pendolari per la trasmissione carichi gravitazionali.

Sotto azioni orizzontali il cavo post-teso, allungandosi, fornisce la capacità di ricentraggio alla parete, mentre le barre di acciaio dolce o i dissipatori conferiscono la possibilità di dissipare energia (Fig. 8.1). Il concetto base del sistema è quello di accomodare il movimento sismico tramite un meccanismo di rocking controllato sviluppando un allungamento elastico del cavo non aderente, sulla sua intera lunghezza, accoppiato alla dissipazione di energia fornita dallo snervamento di elementi, di lunghezza ridotta, di acciaio dolce o altri dissipatori di energia. L'effetto ricentrante del cavo fa sì che al termine dell'azione sismica la struttura riacquista la sua posizione originaria senza spostamenti orizzontali residui, recuperando anche la sua rigidezza elastica iniziale.

Inoltre, nel caso in cui non sono previsti elementi dissipativi, ma solo ricentraggio, tale sistema consente alla parete di esibire un comportamento globale non-lineare senza richiedere la plasticizzazione di nessun componente strutturale: tale non linearità scaturisce solamente dalla progressiva parzializzazione della sezione di base, che rimane comunque in campo elastico.

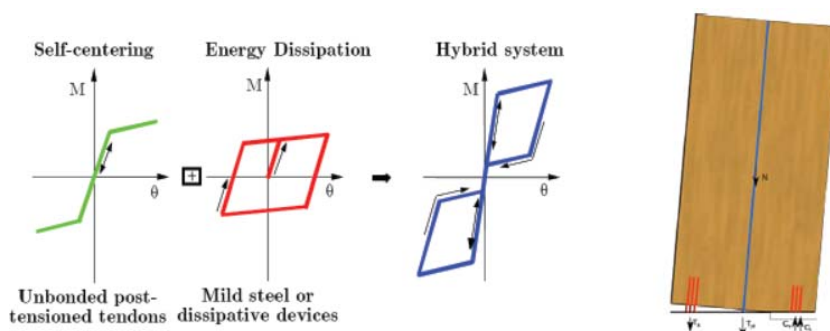


Fig. 8.1 Comportamento ciclico della parete post-tesa

La presenza del cavo di post-tensione è necessaria per conferire lo sforzo normale necessario ad incrementare la capacità resistente alla sezione di base della parete e a garantire il ricentraggio senza produrre inutili incrementi delle masse sismiche. Infatti, in linea puramente teorica, lo sforzo assiale al pannello potrebbe anche essere assegnato mediante masse di piano addizionali, ma ciò comporterebbe un non trascurabile incremento di azione sismica. Questo conferma che, nella sostanza, neanche i sistemi rocking sono un sistema di innovativo se si pensa ai templi dei greci o dei romani: anche in questo caso lo scuotimento sismico veniva fronteggiato dal movimento di rocking delle colonne che risultavano post-tese per effetto dei carichi verticali (essendo strutture fortemente massive).

La resistenza a taglio, invece, è fornita dalle cosiddette “chiavi di taglio” che consistono in profili metallici (a C oppure ad L) posizionati ai lati del pannello che ne impediscono lo scorrimento.

Il sistema rocking così concepito è anche un sistema *low-damage* in quanto consente di minimizzare il danneggiamento strutturale. Infatti, la parete durante il suo cimento sismico rimane in campo elastico, mentre gli elementi di acciaio dolce (o i dissipatori), plasticizzati a causa di azioni sismiche, possono essere sostituiti a seguito dell’evento e questo comporta sicuramente una riduzione significativa dei costi di riparazione.

8.3 Valutazione della capacità sismica di una parete X-lam con post-tensione

Di seguito viene riportato il progetto di una parete X-lam con sistema di post-tensione caratterizzato da solo ricentraggio, eseguita in accordo alle linee guida Neozelandesi (STIC, 2013).

La parete, che presenta una altezza complessiva di 8.85 m, è realizzata con legno le cui caratteristiche meccaniche corrispondono al profilo di resistenza del legno lamellare incollato GL24h. I pannelli hanno sezione costante per tutta l’altezza della parete, con

spessore $b=13.5$ cm e altezza di ciascuna sezione rappresentata in Fig.8.2 Si è ipotizzato di posizionare il cavo al centro di ciascuna mensola.

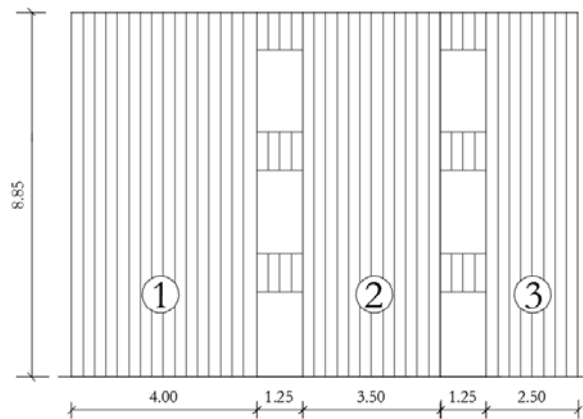


Fig. 8.2 La parete analizzata

8.3.1 Determinazione dell'azione sismica

Il progetto del sistema post-teso consiste essenzialmente nella determinazione dell'area resistente e dello sforzo assiale di tiro del cavo di post-tensione da inserire in ciascuna mensola. Il cavo, costituito da acciaio armonico ad alta resistenza, si è ipotizzato di posizionarlo al centro di ciascuna mensola.

Le azioni sismiche sono state determinate secondo l'approccio agli spostamenti del Direct Displacement Based Design (DDBD) previsto dalle linee guida Neozelandesi (STIC, 2013). Esso consiste nella determinazione di un sistema di forze sismiche corrispondenti ad un pre-fissato uno spostamento target ultimo (Δ_3) per la struttura reale, ovvero una rotazione limite alla base della parete che, nel caso in esame, è stata fissata $\theta=1.5\%$ (Fig. 8.3).

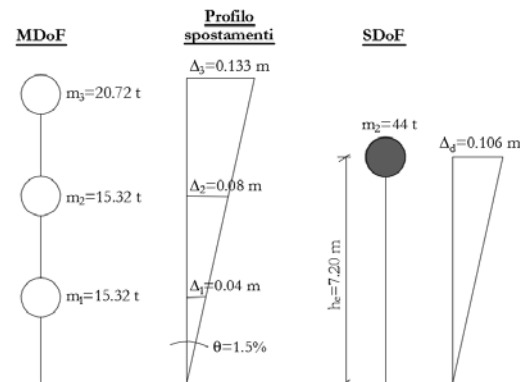


Fig. 8.3 Sistemi MDoF e SDoF

Sulla parete, immaginata appartenente ad un edificio reale, è stata eseguita una analisi dei carichi verticali che ha condotto a determinare le masse di piano indicate nella Tab. 8.1.

Mensola	Livello	Massa [t]
1	1	5.75
	2	5.75
	3	7.70
2	1	5.75
	2	5.75
	3	7.70
3	1	3.83
	2	3.83
	3	5.20

Tab. 8.1 Masse di piano per ciascuna mensola

La procedura per la determinazione dell'azione sismica può essere riassunta nei seguenti punti:

1. *Conversione del sistema del sistema MDoF in quello SDoF.*

Il sistema reale (MDoF) viene trasformato in un oscillatore semplice equivalente (SDoF) caratterizzato da una massa efficace m_e , una altezza efficace h_e , e una rigidezza efficace k_e .

La massa efficace è quella corrispondente al primo modo di vibrare della struttura e vale:

$$m_e = \frac{\sum m_i \Delta_{ij}}{\sum m_i \Delta_{ij}^2} = \Gamma_j \sum m_i \Delta_{ij} = 44t \quad (8.1)$$

in cui m_i rappresenta la massa al piano, Δ_{ij} è lo spostamento orizzontale al piano i -mo dovuto al modo di vibrare j -mo (Fig. 8.3) e Γ_j è il fattore di partecipazione modale del j -mo modo.

L'altezza efficace, invece, si determina come:

$$h_e = \frac{\sum m_i \Delta_{ij} h_i}{\sum m_i h_i} = 7.20 \text{ m} \quad (8.2)$$

dove h_i è l'altezza di interpiano (pari a 2.91 m).

Lo spostamento della massa dell'oscillatore equivalente si determina come:

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \Delta_{ij}^2}{\sum m_i \Delta_{ij}} = 0.106 \text{ m} \quad (8.3)$$

In Fig. 8.3 sono rappresentate le caratteristiche del sistema SDoF con il rispettivo spostamento di progetto.

2. Determinazione dello spostamento spettrale in accordo allo smorzamento isteretico.

Per la determinazione del tagliante sismico dell'oscillatore equivalente è necessario definire il valore del coefficiente di smorzamento che tiene conto dello smorzamento elastico e di quello isteretico, che può valutarsi secondo la legge:

$$\xi = \mu^{-0.43} \xi_{el} + \xi_{hyst} \quad (8.4)$$

dove μ rappresenta la duttilità (assunta pari a 3 in fase di progetto) e $\xi_{el}=5\%$ lo smorzamento elastico. Lo smorzamento isteretico si determina come:

$$\xi_{hyst} = \frac{(2-2\beta)(\mu-1)}{\mu\pi[1+r(\mu-1)]} \quad (8.5)$$

in cui β rappresenta il rapporto di ricentraggio (assunto unitario nel caso in esame), μ la duttilità, r il fattore di rigidità post-snervamento. Nel caso in esame, però, è risultato $\xi_{hyst}=0$ avendo ipotizzato un sistema di post-tensione caratterizzato da solo ricentraggio, senza dissipazione.

Noto lo smorzamento si determina il coefficiente R riduttivo dello spettro in spostamento:

$$R = \left(\frac{7}{2+\xi} \right)^{\alpha} \quad (8.6)$$

Dove α è un fattore che tiene conto della vicinanza alla faglia sismica e vale 0.5 se lontano dalla faglia e 0.25 se vicino, assunto nel caso in esame pari a 0.5. Nel caso in esame è risultato $R=1.2$ ma si è assunto comunque pari a 1.0, che corrisponde al solo smorzamento elastico del 5%.

3. Determinazione del tagliante sismico

Noto lo spostamento Δ_d e lo smorzamento, dallo spettro in termini di spostamento (per $\xi_{el}=5\%$) si ricava il periodo effettivo dell'oscillatore semplice che è risultato pari a $T_e = 0.835s$ e di conseguenza la rigidità secante:

$$k_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} = 2387,3 \text{ kN/m} \quad (8.7)$$

Il tagliante sismico si determina come:

$$V_b = k_e \Delta_d = 253 \text{ kN} \quad (8.8)$$

Le forze sismiche ai differenti livelli si distribuiscono con la seguente relazione:

$$F = 0.92 V_b \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \quad (8.9)$$

Secondo tale ripartizione le forze ai vari livelli sono risultate di 154.1 kN al terzo livello, 66.33 kN al secondo livello e di 32.6 kN al primo livello.

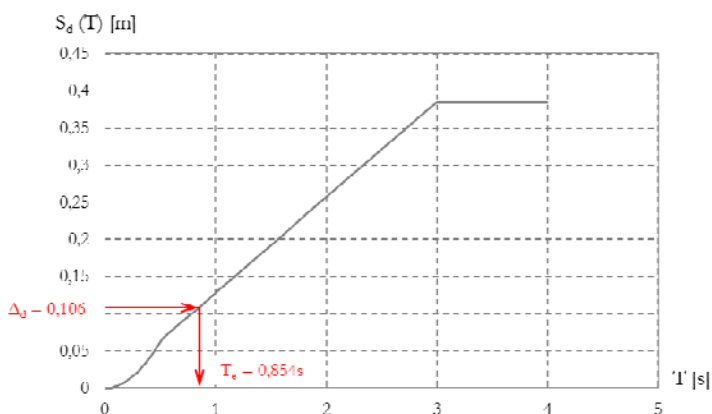


Fig. 8.4 Spettro in termini di spostamento per $\xi=5\%$

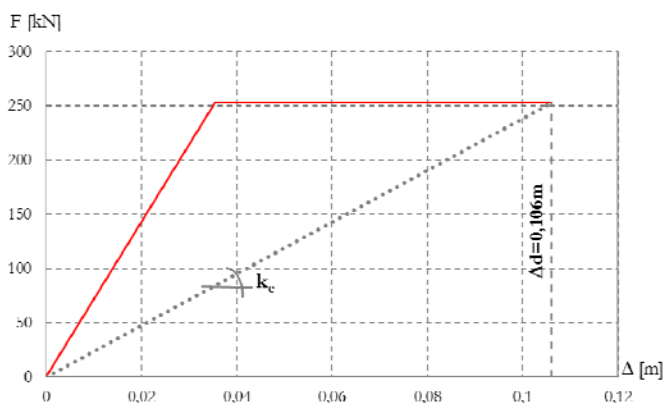


Fig. 8.5 Curva F - Δ del sistema SDoF.

8.3.2 Progetto del cavo di post-tensione

Il progetto del cavo da post-tensione consiste nella determinazione dell'area di acciaio resistente e nella stima del tiro iniziale del cavo (o del gruppo di cavi). Nel caso in esame è stata progettata un parete post-tesa in grado di assicurare solamente il ricentraggio, con un cavo posizionato nella mezzeria di ciascuna mensola, questo vuol dire che il rapporto di ricentraggio da assumere in progetto è:

$$\beta = \frac{M_{PT} + M_N}{M_{CON}} = 1 \quad (8.10)$$

Essendo M_{PT} il momento garantito dalla post-tensione, M_N il momento dovuto allo sforzo normale da carico verticale e M_{CON} il momento resistente della sezione di base. In ogni caso, affinché sia valido il ricentraggio deve risultare $\beta > 0.5$ (Fig. 8.6).

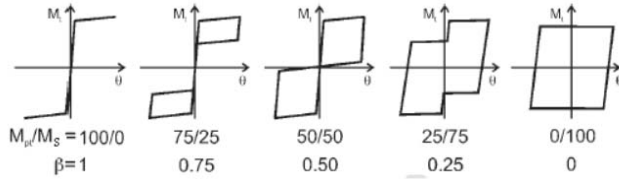


Fig. 8.6 Rapporti di ricentraggio

L'area del cavo, per ciascuna mensola, è stata determinata imponendo l'equilibrio alla rotazione della sezione di base intorno alla risultante interna di compressione, quest'ultima determinata assumendo una distribuzione triangolare di tensioni sulla sezione di base con profondità dell'asse neutro ipotizzata come $x=H/3$, essendo H l'altezza della sezione del pannello (STIC, 2013; Sarti et al., 2012a). Ovvero:

$$M_{CON} = M_{base} = T_{PT} \left(\frac{H}{2} - \frac{H}{9} \right) + N_{Ed} \left(\frac{H}{2} - \frac{H}{9} \right) \quad (8.11)$$

essendo $M_{base} = \sum F_i h_i$ il momento ribaltante delle forze esterne, T_{PT} lo sforzo di tiro incognito ed N_{Ed} lo sforzo normale da carico gravitazionale. Da cui si ricava lo sforzo di post-tensione:

$$T_{PT} = \frac{M_{base} - N_{Ed} \left(\frac{H}{2} - \frac{H}{9} \right)}{\left(\frac{H}{2} - \frac{H}{9} \right)} \quad (8.12)$$

L'area di acciaio necessaria, ottenuta limitando la massima tensione di lavoro dell'acciaio al 70%, risulta:

$$A_{PT} = \frac{T_{PT}}{0.7 f_{py}} \quad (8.13)$$

L'area del cavo così determinata è quella che assicura l'equilibrio tra il momento ribaltante esterno e quello stabilizzante interno, pertanto affinché la parete sia in grado di attivare un comportamento di rocking è necessario ridurre lo sforzo di post-tensione nel cavo. Questa operazione viene effettuata imponendo un valore di rotazione limite al piede della mensola che determina un allungamento del cavo, che nel caso in esame è stata assunta pari a $\theta_{imp} = 0.3\%$, in accordo a quanto suggerito dalle linee guida Neozelandesi. Lo sforzo assiale (ΔT_{TP}) che nasce nel cavo a causa di questa rotazione imposta deve essere sottratto allo sforzo di tiro iniziale (T_{PT}) al fine di consentire il desiderato movimento di rocking delle

mensole. Ipotizzando di posizionare il cavo nella mezzzeria della mensola esso vale:

$$\Delta_{PT} = \theta_{imp} \left(y_{PT} - \frac{H}{3} \right) \quad (8.14)$$

avendo indicato con y_{PT} la distanza tra il cavo ed il lembo esterno della sezione del pannello. La deformazione nel cavo associata a questo allungamento vale:

$$\Delta \epsilon_{PT} = \frac{n_{gap} \Delta_{PT}}{l} \quad (8.15)$$

Essendo $n_{gap}=1$ un coefficiente che dipende dal gap ed l la lunghezza del cavo.

La variazione di sforzo nel cavo risulta:

$$\Delta T_{PT} = \Delta \epsilon_{PT} A_{PT} E_{PT} \quad (8.16)$$

Dove E_{PT} è il modulo elastico del cavo.

Lo sforzo di post-tensione con cui tesare il cavo risulta:

$$T_{PT, initial} = T_{PT} - \Delta T_{PT} \quad (8.17)$$

Di seguito vengono riportate le tabelle riassuntive con i dati relativi alla fase iniziale del progetto dei cavi, realizzato utilizzando un acciaio ad alta resistenza con tensione di snervamento pari a $f_{py} = 1 \text{ kN/m}^2$ e modulo elastico $E_{PT} = 210000 \text{ MPa}$.

Le sollecitazioni di momento flettente alla base di ogni singola mensola sono state determinate dal modello di parete con appoggi diffusi alla base, mentre lo sforzo assiale deriva dall'analisi dei carichi verticali (Tab.8.2). Nella Tab. 8.3 sono riportati i valori del tiro iniziale di ciascun cavo, mentre nella Tab. 8.4 l'area del cavo adottata con il relativo valore di tiro di progetto ($T_{PT,d}$).

Pannello	Livello	$N_{Ed} \text{ [kN]}$	$M_{Ed} \text{ [kN]}$
1	1	188.32	930.5
2	1	189.36	652.1
3	1	126.24	244.5

Tab. 8.2 Sollecitazioni alla base di ciascuna mensola

Pannello	$A_{PT, calcolo} \text{ [mm}^2\text{]}$	$\theta_{imp} \text{ [-]}$	$y_{PT} \text{ [m]}$	$x \text{ [m]}$	$\Delta_{PT} \text{ [m]}$	$l \text{ [m]}$	$\Delta \epsilon_{PT} \text{ [-]}$	$\Delta T_{PT} \text{ [kN]}$	$T_{PT, initial} \text{ [kN]}$
1	603.4	0.003	2.00	1.33	0.0020	8.85	0.00023	28.4	569.8
2	49.79	0.003	1.75	1.17	0.00175	8.85	0.00020	19.9	459.2
3	261.66	0.003	1.25	0.83	0.00125	8.85	0.00014	7.50	244.0

Tab. 8.3 Sforzo di tiro iniziale per ciascun cavo

Pannello	Cavo	$A_{PT,design}$ [mm ²]	$T_{PT,d}$ [kN]
1	M5/8	743.2	743.2
2	M5/8	743.2	743.2
3	M5/4	371.6	371.6

Tab. 8.4 Scelta dei cavi

Pannello	$T_{PT,calcolo}$ [mm ²]	θ_{imp} [-]	y_{PT} [m]	x [m]	Δ_{PT} [m]	l [m]	$\Delta\epsilon_{PT}$ [-]	ΔT_{PT} [kN]	$T_{PT,initial}$ [kN]
1	743.2	0.003	2.00	1.48	0.00157	8.85	0.00018	27.8	715.4
2	743.2	0.003	1.75	1.45	0.00091	8.85	0.00010	16.1	727.1
3	743.2	0.003	1.25	1.05	0.00060	8.85	0.00007	5.30	366.3

Tab. 8.5 Valori definitivi dello sforzo di post-tensione

La progettazione fin qui eseguita ha ipotizzato una plausibile posizione dell'asse neutro pari ad $H/3$. Pertanto, alla fase di progetto iniziale deve accompagnarsi una successiva fase di verifica in cui si determina la vera posizione dell'asse neutro tenendo in conto dell'area effettiva di acciaio e controllando che la deformazione del legno al lembo compresso non superi il valore limite di "snervamento". Se la verifica non risulta soddisfatta è necessario reiterare il procedimento determinando il nuovo valore della risultante di compressione che soddisfa l'equilibrio alla traslazione della sezione ed infine il momento resistente della sezione di base della mensola.

La deformazione del legno compresso deve essere valutata con la seguente espressione:

$$\epsilon_t = x \left(3 \frac{\theta_{imp}}{L_{cant}} + \chi_{dec} \right) \quad (8.18)$$

In cui θ_{imp} rappresenta la rotazione imposta alla base della mensola (nel caso in esame pari allo 0.3%), x la posizione dell'asse neutro, L_{cant} l'altezza di tutta la mensola e χ_{dec} la curvatura alla decompressione. In Tab. 5 sono riportati i valori definitivi dello sforzo di post-tensione, con l'indicazione anche della massima deformazione del legno al lembo compresso.

E' da notare che la deformazione del legno compresso non può essere calcolata utilizzando la classica teoria dell'elasticità lineare in quanto non vale il principio di conservazioni piane alla Eulero-Bernoulli. Infatti, la sezione di base presenta una deformata il cui andamento è mostrato in Fig 8.7, in cui per una ampia zona a cavallo del contatto tra parete e blocco rigido di fondazione si determina uno schiacciamento elastico del materiale che induce la non conservazione delle sezioni piane. Questo effetto va man mano smorzandosi lungo l'altezza della mensola che, stando a quanto si evince dalla formula (8.18), tale estensione dovrebbe essere pari ad un terzo dell'altezza della mensola.

La curvatura elastica alla decompressione, invece, è quella corrispondente ad un diagramma di tensioni triangolari sulla sezione di base con punto di nullo all'estremo del pannello (sforzo assiale applicato sul bordo di nocciolo), cioè alla condizione limite di sezione ancora tutta compressa:

$$\chi_{\text{dec}} = \frac{2(T_{\text{PT, initial}} + N_{\text{Ed}})}{k_{\text{gap}} E_{\text{T},0} b H^2} \quad (8.19)$$

Essendo k_{gap} un coefficiente che tiene conto della condizione di contatto della mensola con il sistema di fondazione, nel caso di assenza situazione di compressione ortogonale alle fibre $k_{\text{gap}}=0.7$, $E_{\text{T},0}=2/3E_0=7333$ MPa è il modulo elastico del legno, b è la base del pannello e H l'altezza della sezione.

La verifica sulle deformazioni del legno deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$\epsilon_t \leq \epsilon_{t,y} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{\text{gap}} E_{\text{T},0}} \quad (8.20)$$

essendo $f_{c,0,d}=16.6$ MPa la resistenza di progetto del legno.

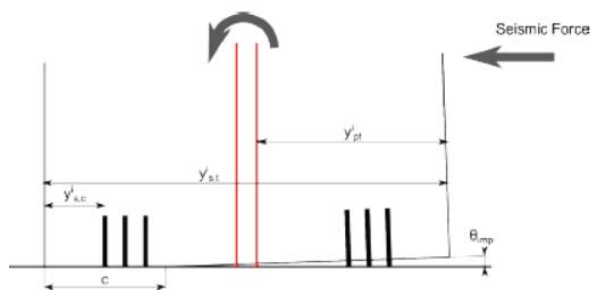


Fig. 8.7 Deformazione della sezione di base

Nella Tab. 8.6 è stato riportato un riepilogo dei risultati in cui si evince il soddisfacimento dell'equilibrio alla traslazione della sezione di base di ciascuna mensola, avendo indicato con C e T rispettivamente la risultante interna di compressione e di trazione.

Pannello	$E_{\text{T},0}$ [MPa]	χ_{dec} [-]	ϵ_t [-]	$\epsilon_{t,y}$ [-]	x [m]	C [kN]	T [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{CON} [kNm]
1	7333	0.00015	0.00140	0.00143	1.48	931.5	743.2	188.32	1449.0
2	7333	0.00020	0.00142	0.00143	1.45	932.6	743.2	189.36	1269.3
3	7333	0.00022	0.00130	0.00143	1.05	497.8	371.6	126.2	484.0

Tab. 8.6 Verifica finale delle sezioni di base delle mensole

8.3.3 Risultati delle analisi numeriche

8.3.3.1 Descrizione del modello

Una volta progettato il cavo è stato possibile modellare l'intera parete con un programma di calcolo agli elementi finiti (SAP2000).

Le mensole lignee sono state schematizzate utilizzando elementi shell 2D ortotropi a comportamento elastico i cui moduli elastici sono quelle corrispondenti al materiale equivalente discusso al Cap. 4. Nel modello è stata trascurata la presenza delle fasce di piano in accordo a quanto già osservato nel Cap.7, pertanto le mensole son collegate tra di loro, a livello di piano, tramite un pendolo inestensibile assialmente (simulato con un constraint tipo “equal”).

Il cavo di post-tensione è stato modellato come un elemento frame di sezione circolare pari a quella determinata in fase di progetto, posizionato esternamente ed in parallelo rispetto alla parete, caricato da una distorsione termica uniforme capace di restituire all'interno dell'asta lo sforzo di tiro calcolato in fase di progetto. Questa operazione è stata necessaria dal momento che il software impiegato non consente di modellare elementi “cavo” (tendon) non aderenti, ma richiede necessariamente il collegamento, almeno in un punto, tra il cavo di post-tensione ed il pannello ligneo agli elementi shell.

La variazione termica che restituisce lo sforzo di tiro di progetto all'interno del cavo, tenendo conto anche dell'accorciamento elastico iniziale del legno di ottiene come:

$$\Delta t = \frac{T_{PT, initial} + \frac{EA\Delta l_{el}}{l}}{\alpha EA} \quad (8.21)$$

In cui $T_{PT, initial}$ è lo sforzo di post-tensione calcolato in fase di progetto, EA è la rigidezza assiale del cavo, Δl_{el} è l'accorciamento elastico iniziale del legno, l la lunghezza del cavo e α il coefficiente di dilatazione termica dell'acciaio.

La connessione di base tra mensola e fondazione è stata modellata utilizzando vincoli carrello monolateri, simulati al SAP2000 con *elementi gap* in grado di simulare il contatto legno-fondazione. Tali elementi sono caratterizzati da infinita rigidezza a compressione (appoggio perfetto) e nulla a trazione. Inoltre, per l'assorbimento del taglio alla base sono stati inseriti vincoli carrello a scorrimento verticale.

In Fig. 8.8 è rappresentato il modello agli elementi finiti realizzato con il SAP2000, in cui al centro di ogni mensola si nota la presenza del cavo di post-tensione. Invece, in Fig. 8.9 è rappresentato il diagramma dello sforzo assiale per un generico step di carico dell'analisi push-over.

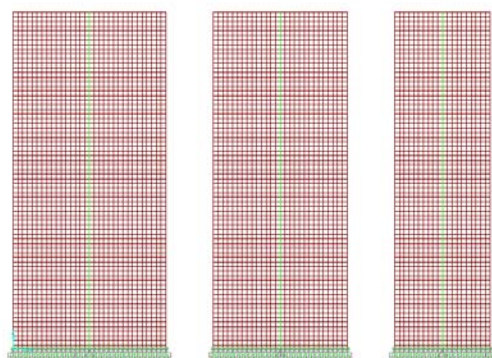


Fig. 8.8 Modello al SAP2000 con cavo post-teso

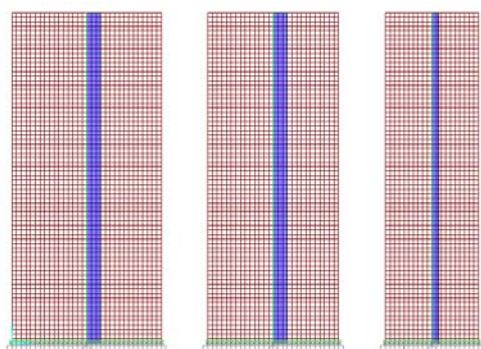


Fig. 8.9 Modello SAP2000: diagramma dello sforzo assiale nel cavo

8.3.3.2 Valutazione della capacità sismica

Il comportamento non-lineare della struttura, dovuto alla parzializzazione progressiva della sezione resistente di base, è stato investigato tramite una analisi push-over eseguita adottando un profilo di forze proporzionale alle forze statiche.

Nella Fig. 8.10 è rappresentata la curva di capacità della parete, caratterizzata da un comportamento non-lineare che si attiva al raggiungimento della decompressione della sezione di base (punto blu sulla curva) e che prosegue indefinitamente con un comportamento incrudente a causa del comportamento indefinitamente elastico del cavo di post-tensione. Il punto di decompressione è quello corrispondente alla posizione dell'asse neutro sul lembo teso della sezione, ovvero allo sforzo assiale sul limite di nocciolo della sezione. Superata la decompressione si attiva la parzializzazione della sezione che determina il comportamento non-lineare della struttura.

Nella realtà, però, la curva reale interprete del comportamento della parete deve essere troncata in corrispondenza di un drift in testa pari a 26 mm che è quello corrispondente alla rotazione $\theta=0.3\%$ imposta alle mensole in fase di progettazione del cavo e che

corrisponde alla situazione di Stato Limite Ultimo (SLU) (Fig. 8.11).

La capacità sismica di questa parete, pari a $PGA=0.34g$, è stata valuta direttamente sul piano ADRS ed è quella corrispondente allo spettro passante per il punto fornito dall'intersezione dello spostamento ultimo (Δ_d) dell'oscillatore equivalente e la sua rigidezza secante (k_c) (Fig.8.12).

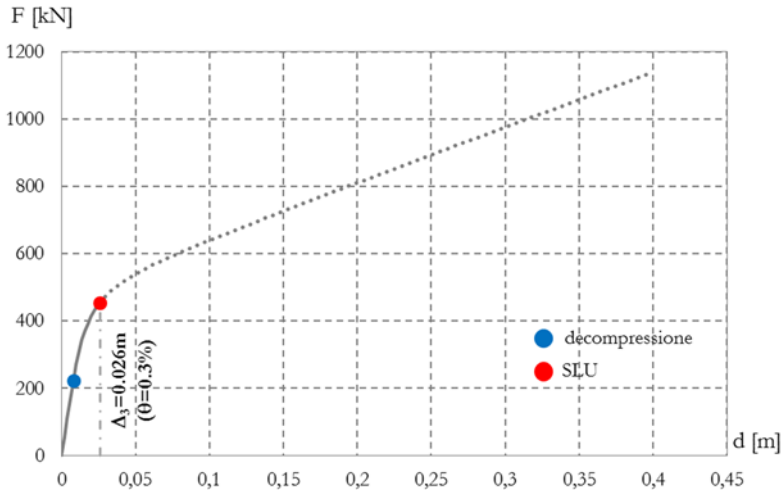


Fig. 8.10 Curva di push-over per la parete post-tesa

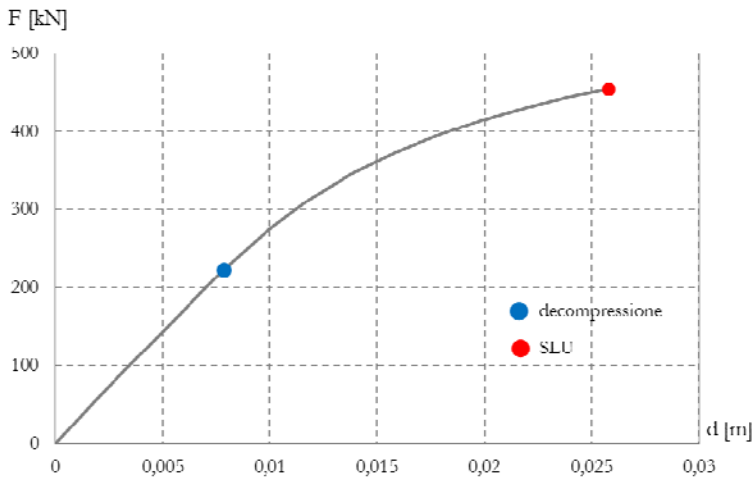


Fig. 8.11 Curva di push-over troncata al drift limite

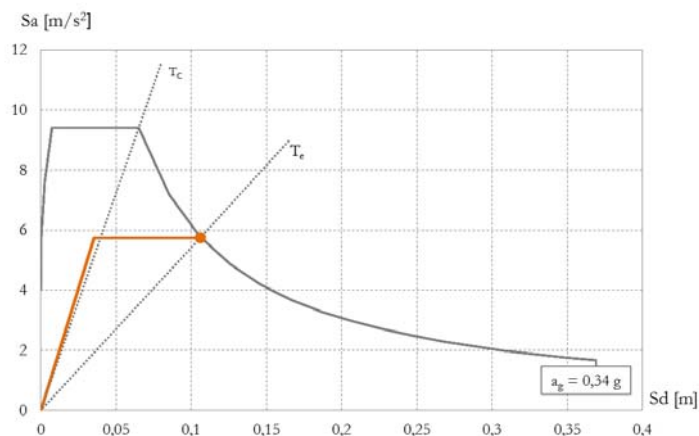
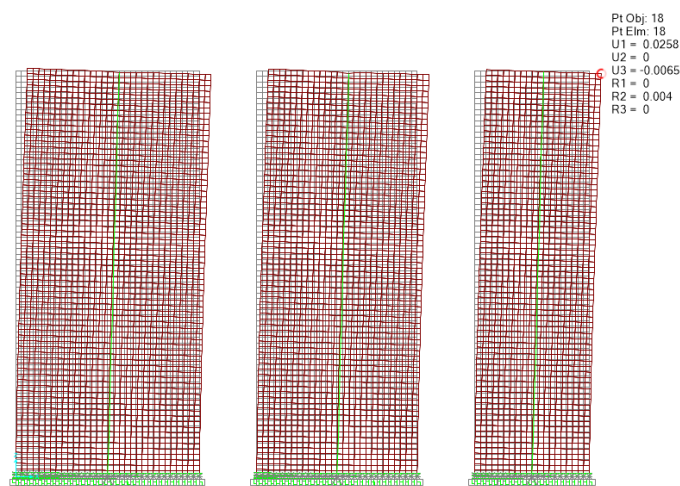


Fig. 8.12 Curva ADRS per la parete con post-tensione

Fig. 8.13 Deformata della parte allo SLU ($\Delta=0.026$ m)

8.4 Confronto tra un sistema rocking con post-tensione ed uno tradizionale

La tecnologia low-damage con sistemi rocking post-tesi oltre a garantire una minimizzazione del danneggiamento strutturale permette di raggiungere elevati target di capacità sismica. Questo dà possibilità di realizzare costruzioni con elevate performance strutturali sia in termini di resistenza sismica che di riduzione del danno e quindi dei conseguenti costi di riparazione.

Nel Cap. 7, tuttavia, è stato messo in luce che anche utilizzando sistemi tradizionali ben

progettati, ad esempio quelli con connessioni non tradizionali costituite da hold-down con profilo a dog-bone o sistemi simili (confidando, quindi, sulla sovra-resistenza della chiodatura) consentono di ridurre notevolmente il danneggiamento sismico della parete e al tempo stesso di raggiungere elevati valori di capacità sismica.

Pertanto, in questo paragrafo viene riportato un confronto in termini di capacità sismica tra il sistema rocking con post-tensione e quello tradizionale.

La parete in esame, infatti, è stata progettata anche secondo la tecnica tradizionale ma adottando sistemi di connessione non tradizionali. In particolare, sono state progettate (assumendo $q=2.0$) secondo l'approccio di gerarchia delle resistenze 1.1, confidando sul fatto che lo snervamento delle piattine metalliche (hold-down) preceda la rottura fragile dell'interazione legno-connettori, considerando la deformazione ultima dell'acciaio degli hold-down pari al 3%.

Nel grafico ADRS di Fig. 8.14 è stato riportato un confronto in termini di massima PGA sopportabile tra la parete X-lam tradizionale (con connessioni non tradizionali) e la parete progettata con sistema rocking e post-tensione. Come si può notare, entrambe i sistemi consentono di raggiungere capacità sismiche abbastanza elevate e confrontabili tra di loro. L'unica differenza ancora presente tra i due sistemi è che quello post-teso data l'assenza di sistemi di dissipazione esterni conduce, almeno in teoria, ad un danno praticamente nullo agli elementi strutturali, mentre il quello tradizionale è richiesta la plasticizzazione degli elementi di connessione e del legno in zona compressa, comportando quindi un loro minimo danneggiamento.

E' da sottolineare, però, che se anche nel sistema tradizionali si realizzassero pareti X-lam a tutta altezza, evitando di interporre i solai ai pannelli verticali sarebbe possibile evitare anche il problema del danneggiamento del legno dei solai (schiacciati in direzione ortogonale).

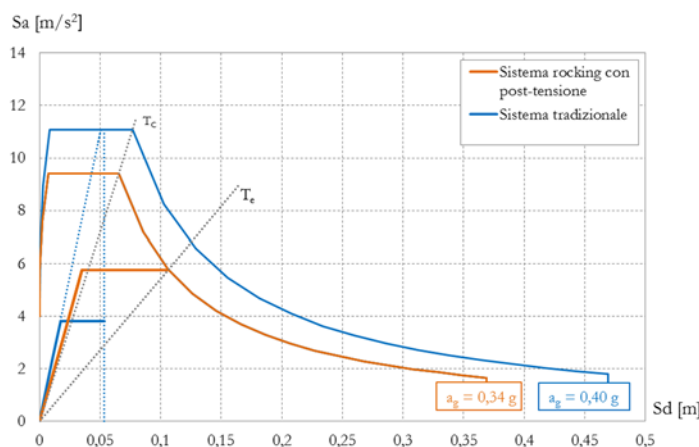


Fig. 8.14 Confronto tra parete tradizionale e parete post-tesa

Capitolo 9

IL MODELLO A TELAIO EQUIVALENTE

9.1 Introduzione

Il criterio di modellazione delle pareti X-lam proposto nei capitoli precedenti permette di analizzare il loro comportamento lineare e non lineare. Anche se tale modello sembra fornire risultati coerenti con approcci simili proposti in letteratura, certamente necessita di un grado di approfondimento troppo elevato per poter essere utilizzato in un comune approccio alla progettazione e verifica degli edifici lignei. Tuttavia, però, una analisi approfondita (mediante modelli numerici più sofisticati) è un passo ineludibile per la definizione di modelli di calcolo *semplificati* di più facile impiego, ma che al tempo stesso forniscano risultati aderenti alla reale risposta della struttura.

In analogia a quanto ormai comunemente accettato per l'analisi delle pareti murarie, anche le pareti in X-lam possono essere schematizzate adottando modelli a telaio equivalente, il cui schema è costituito da un insieme di aste monodimensionali, dotate di opportuna rigidità flessionale e tagliante, posizionate in corrispondenza della linea d'asse degli elementi strutturali.

Analogamente alle pareti murarie, è possibile suddividere la parete lignea in tre categorie di macro-elementi: *maschi*, *fasce di piano* e *nodi*. I primi costituiscono i ritzi del telaio, mentre le fasce di piano i traversi; i nodi, invece, rappresentano la zona di intersezione tra i maschi e le fasce e devono essere opportunamente modellati per tener conto dell'effetto di confinamento fornito da questi ultimi (inserendo opportuni off-set rigidi).

La principale fonte di complessità nell'elaborare un modello a telaio equivalente per l'analisi delle pareti lignee è la presenza delle connessioni meccaniche tra i pannelli che, come visto, influenzano in maniera significativa sia la risposta elastica che quella inelastica di queste strutture. Pertanto, un modello a telaio che risulti coerente con la reale risposta strutturale di pareti X-lam non può prescindere dalla presenza delle connessioni.

D'altro canto, però, la risposta del telaio è influenzata significativamente anche dal modello assunto per le fasce di piano. Nella pratica costruttiva delle pareti X-lam la fascia

di piano può essere realizzata secondo due differenti modalità. La prima prevede che sia realizzata in continuità con i maschi lignei, quando cioè le aperture sono ottenute praticando un foro nella parete; la seconda, invece, prevede una discontinuità tra maschi e fasce e quindi viene collegata ai maschi mediante sistemi di connessione (Fig. 9.1). In relazione al loro grado di resistenza e di rigidezza flessio-tagliante si ottiene, conseguentemente, un maggiore o minore grado di accoppiamento tra i maschi murari sotto di azioni sismiche.

In questo capitolo vengono proposti due approcci per la modellazione a telaio equivalente, delle pareti X-lam, finalizzate all'analisi del loro comportamento sotto azioni orizzontali, portando in conto anche l'influenza dei sistemi di connessione.



Fig. 9.1 Configurazioni della fascia di piano: sx) fascia continua, dx) fascia discontinua

9.2 Il comportamento deformativo dei pannelli X-lam

Una corretta schematizzazione a telaio equivalente deve tener conto di tutte le componenti di spostamento che contribuiscono in maniera sostanziale alla definizione del suo comportamento deformativo.

Lo spostamento orizzontale (totale) in testa ad un singolo pannello è fornito dalla somma di quattro aliquote:

- componente flessionale del pannello (bending);
- componente tagliante del pannello (shear);
- componente di ribaltamento (rocking);
- componente di scorrimento (sliding).

Tuttavia, la deformabilità del pannello nel proprio piano può ritenersi molto bassa rispetto a quella dei sistemi di connessione e al limite il pannello può assimilarsi ad un *blocco rigido* rispetto alla deformabilità delle connessioni; soprattutto nel caso in cui il pannello è posizionato su una base molto rigida (ad esempio una fondazione in c.a.) oppure se realizzato con tavole incollate poiché sono ridotte al minimo le deformazioni distorsionali

interne tra le tavole (Dujic et al., 2011a). Di conseguenza le deformazioni flessionali e taglienti proprie del pannello possono ritenersi trascurabili rispetto a quelle di rocking e sliding.

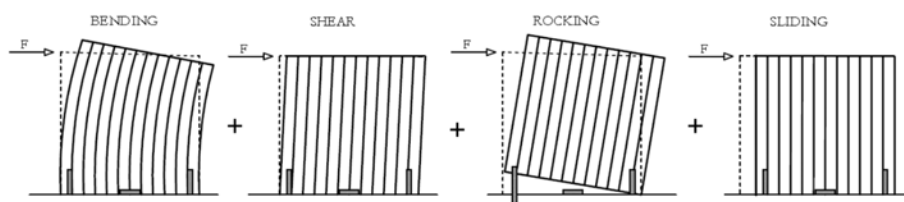


Fig. 9.2 Componenti di drift per il pannello X-lam

Nel caso, poi, di pareti accoppiate il drift del pannello è influenzato anche dal grado di rigidità raggiunto dalla connessioni nei giunti verticali tra i pannelli. Generalmente questa connessione non presenta valori elevati di rigidità e garantisce, di conseguenza, uno scarso grado di accoppiamento tra le pareti; il comportamento della parete accoppiata tende ad avvicinarsi molto di più a quello di due mensole separate piuttosto che a quella di pannello unico.

Risultati di prove sperimentali si evince come lo spostamento complessivo in testa al pannello dipendente quasi esclusivamente dalle componenti di rocking e di sliding e che le deformazioni da flessione e taglio costituiscono una minima aliquota, nell'ordine del 3-5%, del drift complessivo (Gavric et al., 2011). Solo nel caso in cui il pannello sia caratterizzato da grandi aperture le deformazioni da taglio e flessione diventano non più trascurabili.

Ovviamente, anche la geometria del pannello gioca un ruolo fondamentale nei riguardi dell'influenza delle differenti componenti di spostamento. Infatti, per rapporti di snellezza (H/L) sempre più elevati la componente di rocking acquista importanza rispetto a quella di sliding, questo avviene già per rapporti $H/L=1$. Al contrario, nel caso di pareti tozze la componente di scorrimento prevale su quella di rocking.

Per comprendere l'ordine di grandezza dei rapporti relativi tra le componenti di spostamento in funzione dell'*aspect ratio* H/L , nei grafici di Fig. 9.3 e 9.4 si riportano rispettivamente l'influenza dello spostamento flessionale e tagliente rispetto quello complessivo (somma delle quattro aliquote) ottenuto su pannelli con rapporto $H/L=1$ $H/L=0.5$ (tozzo) modellati come descritto nel Cap. 4. In entrambe i modelli si è conservata la stessa tipologia di connessione.

In ascissa è stata riportata la forza, ai diversi step, dell'analisi push-over mentre e in ordinata i rapporti tra gli spostamenti, corrispondenti ad ogni step. Lo spostamento totale è quello ottenuto direttamente dall'analisi push-over, mentre la somma dell'aliquota flessionale e tagliente è stata determinata secondo le classiche leggi della linea elastica:

$$\delta_{fl} + \delta_{sh} = \frac{FH^3}{3EI} + \frac{\chi_{FH}}{GA}$$

Dal grafico si osserva chiaramente la preponderanza delle componenti di spostamento indotte dal rocking e dallo sliding rispetto alle altre due nel caso di $H/L=1$ (quindi anche nel caso di $H/L>1$). Ma per rapporti di snellezza pari a 0.5 anche il contributo flessionale e tagliante del pannello non è più trascurabile rispetto alla somma di rocking e sliding.

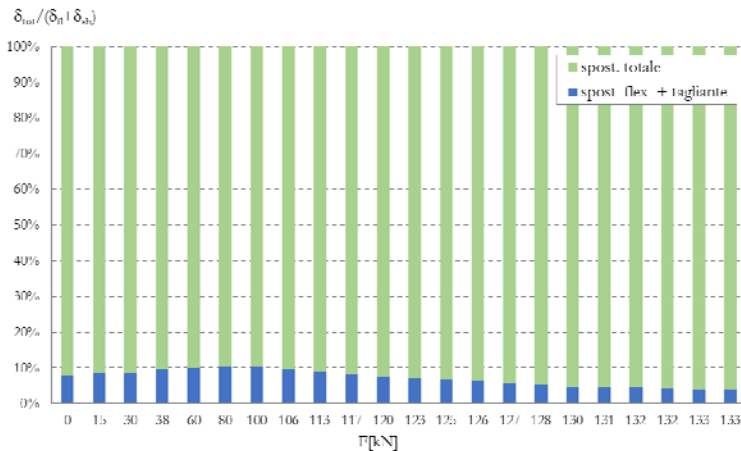


Fig. 9.3 Pannello con H/L=1

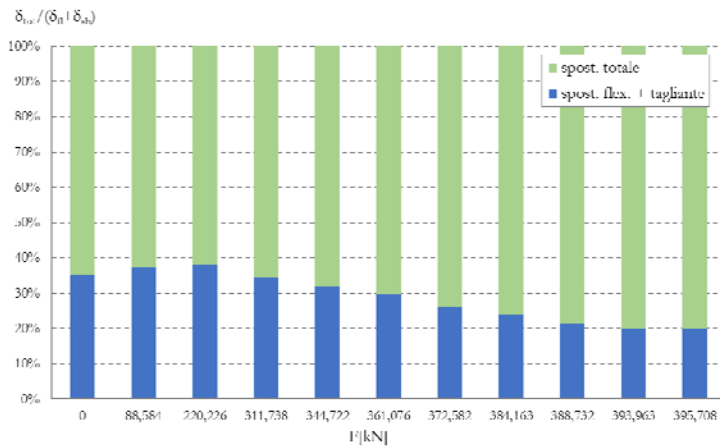


Fig. 9.4 Pannello con H/L=0.5

Il drift complessivo è influenzato anche dal numero di elementi di connessione meccaniche (hold-down e angolari) presenti alla base del pannello. Infatti, anche nel caso in cui una parete abbastanza snella presenti un elevato numero di hold-down e angolari la componente di sliding potrebbe risultare predominante rispetto al rocking, e viceversa.

La comprensione delle componenti di spostamento costituisce il punto di partenza per l'elaborazione di un corretto modello a telaio equivalente. Infatti, proprio a partire da queste è possibile determinare la rigidezza delle aste del telaio equivalente.

9.3 Il telaio equivalente con vincoli elastici

9.3.1 Definizione delle rigidezze

L'elaborazione di un corretto modello a telaio equivalente necessita della definizione delle caratteristiche geometriche ed elastiche delle aste nonché di una corretta schematizzazione dei collegamenti al fine di schematizzare il comportamento degli elementi monodimensionali.

Il concetto generale di *asta equivalente* può essere formalizzato con riferimento ad un singolo pannello ligneo. Questa è rappresentata da un elemento monodimensionale avente geometria della sezione e moduli elasticità (normale e tangenziale) pari a quella del pannello reale e alla base una molla rotazionale e tagliente dotate di opportuna rigidezza che simulano la deformabilità delle connessioni (Fig. 9.5).

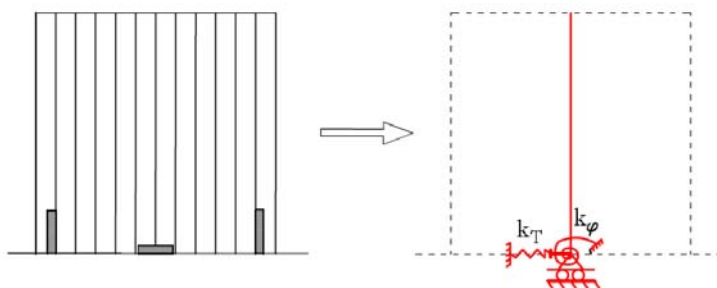


Fig. 9.5 Concetto di asta equivalente

Il valore della rigidezza flessionale e tagliente da assegnare alla molle rappresenta, al momento, il passo più complicato nella definizione del modello equivalente in quanto influenzate da molteplici fattori (Fig. 9.6)

Con riferimento ad una sezione trasversale del contatto pannello-solaio i parametri che influenzano la rigidezza rotazionale sono:

- scorrimento connettori legno (k_{ser});
- allungamento assiale degli hold-down (k_{HD});
- compressione ortogonale alle fibre del solaio provocate dal contatto con gli hold-down (k_v);
- compressione ortogonale alle fibre del solaio provocate dal ribaltamento del pannello (k_{90}).

I primi tre fattori definiscono la rigidità assiale degli elementi tesi (HD), mentre l'ultimo la rigidità assiale del legno compresso (ortogonalmente). Tutte queste rigidità, sommate in serie, devono essere riassunte in un unico valore di rigidità elastica flessionale (k_φ):

$$k_\varphi = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{conn.1}}} + \frac{1}{k_{90}}}$$

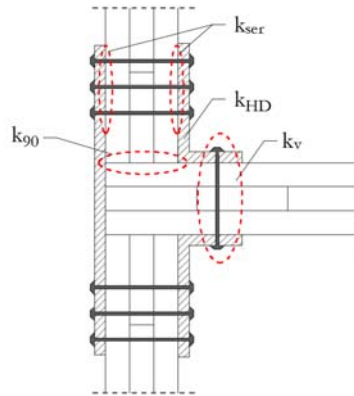


Fig. 9.6 Fattori che influenzano la rigidità assiale della connessione

L'interazione *connettore-legno* gioca un ruolo fondamentale nella definizione della rigidità assiale del collegamento (k_{ser}). Infatti, come evidenziato da molteplici prove sperimentali (CIT) la rigidità allo scorrimento nel caso di collegamenti ordinari assume valori piuttosto bassi, tanto da poter ritenere che quasi tutto lo slip si gioca a causa di questo fenomeno.

Ovviamente, però, a questo allungamento partecipa pure la *rigidità elastica assiale degli hold-down* (k_{HD}). Questo contributo allo scorrimento può diventare significativo nella misura in cui la connessione è caratterizzata da un gran numero di chiodi, per cui la rigidità assiale delle piattine diventa ridotto rispetto a quello dell'interazione connettori-legno.

Questo gioco di interazione tra le rigidità mette in luce un aspetto fondamentale legato al criterio assunto per la progettazione delle connessioni. Il progetto delle connessioni (allo SLU) può essere effettuato secondo due differenti criteri di gerarchia delle resistenze (approcci 1.1 e 2 proposti nel Cap. 7). Nel caso in cui si affida la sovra-resistenza alla chiodatura (approccio 1.1) la connessione sarà realizzata con un gran numero di chiodi, di conseguenza l'aliquota scorrimento connettori-legno sarà ridotta e l'allungamento assiale degli hold-down potrebbe diventare preponderante rispetto alla rigidità assiale della connessione. Nel caso, invece, dell'approccio 2, avviene il contrario, e la deformazione da scorrimento connettori-legno è molto più elevata rispetto all'allungamento assiale degli hold-down.

Infine, la rigidezza rotazionale è influenzata anche dallo *rigidezza in compressione ortogonale* dovuta al contatto tra hold-down e solaio: tale contatto provoca un “effetto timbro” sul solaio che pertanto contribuisce all’incremento della deformabilità di tutto il sistema (Schickhofer et al., 2012).

Un modello generale finalizzato ad individuare in modo più appropriato possibile la rigidezza assiale degli elementi HD della connessione deve contemplare la somma in serie di tutte le rigidezze in gioco:

$$k_{\text{conn.1}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{HD}}} + \frac{1}{k_{\text{ser}}} + \frac{1}{k_{\text{V}}}} \quad (9.1)$$

avendo definito la rigidezza assiale degli hold-down come:

$$k_{\text{HD}} = \frac{EA}{l} \quad (9.2)$$

in cui E ed A sono rispettivamente il modulo elastico dell’acciaio e la sezione trasversale dell’hold-down, mentre l è la lunghezza dell’ hold-down (che potrebbe, al limite, considerarsi dal baricentro fino alla fondazione per tener conto dell’effetto di diffusione delle tensioni).

La rigidezza allo scorrimento k_{ser} può essere valutata, in accordo all’EC5, in funzione del diametro dei chiodi (d) del suo numero (n) e della densità caratteristica del legno (ρ_k):

$$k_{\text{ser}} = n (\rho_k)^{1.5} d / 20 \quad (9.3)$$

La rigidezza dovuta all’effetto timbro k_{V} , può essere determinata come:

$$k_{\text{V}} = \frac{E_{90}A}{l/2} \quad (9.4)$$

essendo E_{90} il modulo elastico del legno in compressione ortogonale, A l’area di contatto ed l l’altezza del solaio, eventualmente dimezzata per tener conto dell’effetto di diffusione del carico ortogonale (Schickhofer et al., 2012; Blass & Gölz, 2014).

Ovviamente, ai fini pratici spetterà alla sensibilità del progettista valutare in che misura alcune aliquote di rigidezza possono ritenersi trascurabili o meno.

Anche la rigidezza traslante, al pari di quella flessionale, dipende sia dall’interazione connettori-legno che dalla rigidezza a taglio dell’angolare e la rigidezza complessiva è data dalla loro somma in serie:

$$k_{\text{conn.2}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{SA}}} + \frac{1}{k_{\text{ser}}}} \quad (9.5)$$

In realtà nel meccanismo di traslazione della parete interviene anche il fenomeno attritivo,

che al momento, però, non è stato ancora affrontato nemmeno in letteratura tecnica.

Il modello a telaio con vincoli elastici è costituito da elementi mono-dimensionali, posizionati in corrispondenza della loro linea d'asse dell'elemento (Fig. 9.7). Tali aste sono dotate di rigidezza flessionale e tagliente pari a quella del pannello e vincolate al piede da molle rotazionali e taglianti che simulano le unioni meccaniche. E' bene notare che nel caso delle fasce di piano realizzate in continuità risulta efficace (a taglio e flessione) un numero di strati di tavole sempre inferiore rispetto a quello del maschio: ad esempio per una parete a tre strati nella fascia di piano risulta efficace solo lo strato intermedio, che generalmente presenta fibratura orizzontale, mentre per i maschi sono efficaci due strati su tre.

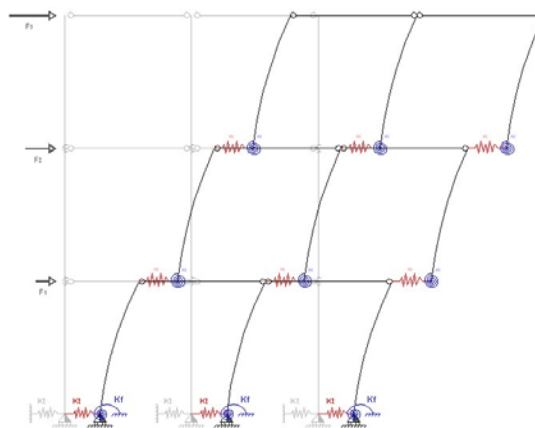


Fig. 9.7 Schematizzazione del telaio equivalente

9.3.2 La stima della rigidezza rotazionale

La stima della rigidezza rotazionale (k_φ) da assegnare alle molle deriva dall'analisi del moto di ribaltamento del pannello soggetto a forze orizzontali, in presenza sempre di carico verticale. Si faccia riferimento al pannello X-lam soggetto ad una forza orizzontale in testa e ad un carico verticale, posizionato su un pannello di solaio sottostante (Fig. 9.8). Questa condizione simula un tipico pannello di un piano intermedio di un edificio oppure un pannello del piano terra quando poggiato su una trave radice interposta tra pannello e fondazione.

Di seguito viene proposta la stima della rigidezza rotazionale considerando che la connessione meccanica sia realizzata con un considerevole numero di chiodi tale che la rigidezza assiale degli elementi tesi dipenda unicamente dall' EA/l degli hold-down.

Il sistema pannello-connessione viene schematizzato come una trave rigida distesa su di un letto di molle elastiche, alcune reagenti solamente a trazione (hold-down) e altre solo a compressione (legno) (Fig. 9.8). Le sollecitazioni agenti sul pannello producono, in campo

elastico, un diagramma delle tensioni normali di tipo lineare in cui gli hold-down rappresentano l'armatura tesa, mentre il legno la parte compressa.

La zona compressa (in direzione ortogonale) è stata schematizzata con elementi puntuali discreti posizionati ad un fissato interasse ognuno dei quali avente area data dal prodotto della base del pannello per il loro interasse. Per essi si assume una rigidezza assiale $E_{90}A/l$, che dipende dalle proprietà del legno sollecitato a compressione ortogonale. L'altezza l può essere assunta pari all'intero spessore del solaio, oppure a metà di esso se si vuole tener conto dell'effetto di diffusione delle deformazioni; il modulo elastico è quello del legno in direzione perpendicolare mentre l'area è quella determinata in funzione della discretizzazione adottata (eventualmente incrementata per tener conto dell'effetto di confinamento fornito dalle fibre non direttamente caricate).

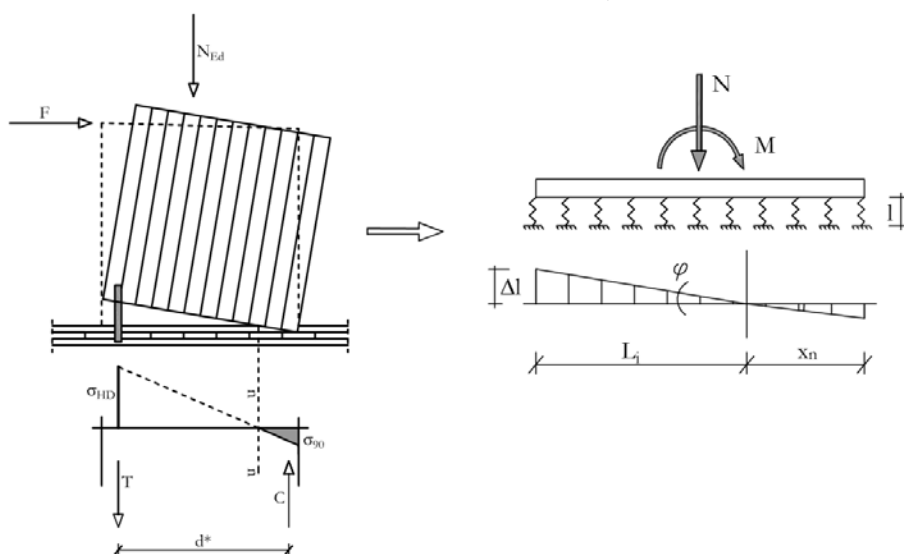


Fig. 9.8 Schematizzazione della sezione di base

Il problema iperstatico dello schema strutturale in Fig. 9.8 si risolve tramite la scrittura di equazioni di equilibrio e congruenza nell' ipotesi di deformabilità assiale delle molle. Le equazioni di equilibrio sono quella alla traslazione orizzontale e di equilibrio alla rotazione sotto il momento ribaltante esterno M :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^n N_i = N \\ \sum_{i=1}^n N_i \cdot L_i = M \end{array} \right. \quad (9.6)$$

La condizione di congruenza è che l'accorciamento assiale della molla generica è fornita dalla relazione:

$$\Delta l = \int_0^l \varepsilon \cdot dl = \frac{Nl}{EA} \quad (9.7)$$

Orbene, noto che la rotazione della sezione è $\varphi = \Delta l / L$ il valore dello sforzo assiale nella generica molla è:

$$N_i = \frac{(L_i \varphi) EA}{l_i} \quad (9.8)$$

Pertanto la rotazione della sezione vale:

$$\varphi = \frac{M}{\sum_i \left(\frac{(E_i \cdot A_i)}{l_i} \cdot L_i^2 \right)} = \frac{M}{k_\varphi} \quad (9.9)$$

da cui è possibile ricavare l'espressione della rigidezza rotazionale della connessione:

$$k_\varphi = \frac{M}{\varphi} \quad \rightarrow \quad k_\varphi = \sum_i \left(\frac{(E_i \cdot A_i)}{l_i} \cdot L_i^2 \right) \quad (9.10)$$

La rigidezza flessionale è funzione della posizione dell'asse neutro (x_n). Esso viene determinato seguendo le classiche procedure della teoria del cemento armato al secondo stadio comportamentale, accertandosi se si tratta di un problema di grande o di piccola eccentricità.

Nel caso di grande eccentricità, con asse neutro che taglia la sezione, esso si determina imponendo il rispetto della relazione di coniugio, secondo cui il rapporto tra il momento di inerzia (I_n) e il momento statico (S_n) della sezione reagente deve eguagliare la distanza tra il centro di pressione e l'asse neutro (e_n):

$$\frac{I_n}{S_n} = e_n \quad (9.11)$$

L'aspetto "negativo" che contraddistingue questo approccio e che conduce ad un maggiore onere computazionale è che le molle sono a *rigidezza rotazionale variabile* perché dipende dall'entità dello sforzo normale applicato. Quindi nel caso di una parete modellata a telaio con traversi efficaci a taglio e flessione (ma anche nel caso di pareti accoppiate) il procedimento per la determinazione dell'asse neutro diventa iterativo.

9.3.3 Alcuni esempi applicativi

9.3.3.1 Il pannello singolo

La procedura proposta per la stima della rigidità rotazionale è stata applicata ad un pannello X-lam a tre strati in legno GL24h avente una sezione trasversale di 13.5x250 cm e una altezza di 2.75m. Il collegamento alla base è realizzato con una coppia di hold-down per ogni estremo del pannello ciascuno di area trasversale $A_{HD}=120 \text{ mm}^2$ e due angolari ciascuno di area 260 mm². L'altezza degli elementi frame che simulano la connessione è di 25 cm. Lo sforzo normale agente è di 154 kN, mentre la forza orizzontale applicata in testa al pannello è 82 kN.

Nel grafico di Fig. 9.9 è riportato un confronto in termini di diagramma forza-spostamento tra il modello agli elementi shell (schematizzato secondo quanto descritto al Cap. 4) e la relativa mensola equivalente con molla rotazionale al piede. Come si può notare il modello equivalente presenta una rigidità quasi identica a quella del modello shell, a testimonianza della corretta modellazione dell'asta equivalente.

Inoltre, nello stesso grafico sono riportate (in grigio) le curve relative al pannello modellato senza connessione alla base, in cui è stato confrontato il modello shell (vincolato con appoggi distribuiti alla base) con quello a mensola monodimensionale incastrata al piede; il confronto mette in luce la significativa influenza delle connessioni sulla deformabilità laterale del pannello.

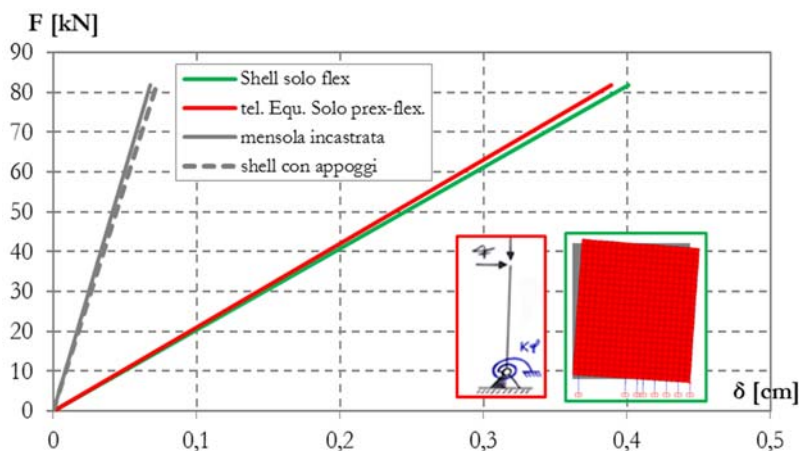


Fig. 9.9 Confronto tra telaio equivalente e modello shell

Con riferimento al medesimo pannello ligneo è stata svolta una ulteriore analisi in cui si è aggiunta oltre alla molla rotazionale anche quella a taglio. Ripercorrendo lo stesso criterio di modellazione dell'intero sistema come traverso rigido su elementi elastici, (adottando cioè uno schema di telaio alla Grinter) la rigidità a taglio, trascurando l'interazione legno-connettore, vale:

$$k_{SA} = \sum \frac{12 \cdot EI}{h^3} \quad (9.12)$$

essendo EI la rigidezza flessionale degli angolari e h la loro altezza. Il problema di questo approccio è la definizione dell'altezza dell'angolare in cui si concentra tale deformazione poiché nella realtà essa è nulla. Analisi numeriche hanno confermato che assumere questa rigidezza in realtà conduce valori di spostamenti molto minori rispetto a quella che si ottiene con un modello completo shell con connessioni a taglio e trazione, probabilmente perchè la rotazione in testa all'angolare in realtà non è impedita come assunto nella stima della rigidezza, ma si verificano comunque rotazioni dovute alla deformazione del pannello X-lam. Adottando infatti il valore di rigidezza relativo ad un elemento incastrato al piede e incernierato in testa:

$$k_{SA} = \sum \frac{3 \cdot EI}{h^3} \quad (9.13)$$

gli spostamenti della mensola equivalente si avvicinano molto di più a quella del modello shell (Fig. 9.10).

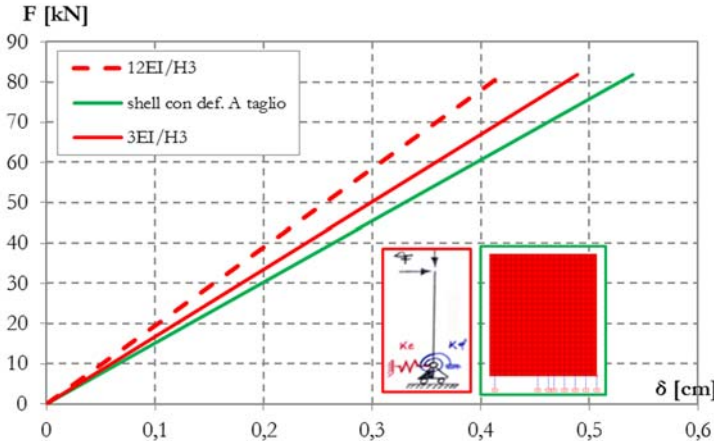


Fig. 9.10 Confronto tra telaio equivalente e modello shell

In alternativa la rigidezza traslante dell'angolare potrebbe ottenersi come:

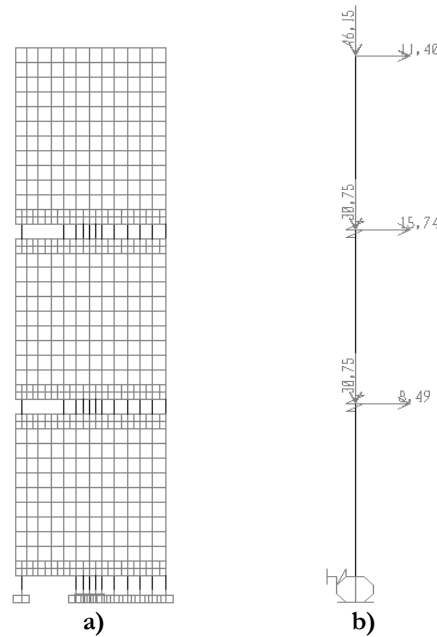
$$k_t = \sum_j^{m_{ang.}} \frac{12E_j I_j}{h_j^3} + \sum_{j=1}^{m_{ang.}} \frac{6E_j I_j}{h_j^2} \quad (9.14)$$

Il secondo termine di questa equazione rappresenta la rigidezza a taglio di un elemento doppiamente incastrato soggetto ad un cedimento angolare nel nodo. In questo modo si

considera oltre che l'effetto della pura traslazione anche quello della rotazione rigida del pannello. Inoltre in k_{SA} può sommarsi anche il contributo a taglio degli hold-down, come verrà meglio approfondito nell'esempio successivo.

9.3.3.2 La mensola pluripiano

Il modello di asta equivalente proposto è stato applicato anche con riferimento ad una mensola a tre livelli (Fig. 9.11), ottenuta semplicemente replicando il pannello del caso precedente lungo la verticale. Al modello sono state applicate delle azioni orizzontali dalle quali si sono ottenute le caratteristiche della sollecitazione necessarie per calibrare la rigidezza rotazionale delle molle. In Tab.9.1 sono riportate le caratteristiche della sollecitazione e la posizione dell'asse neutro della sezione di base di ciascun pannello.



Tab. 9.11 Modello della parete: a) shell, b) mensola equivalente

Piano	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	x_n [m]
3	22.17	46.15	11.40	1.76
2	69.40	76.90	27.14	1.56
1	181.0	107.80	35.63	1.47

Tab. 9.1 Sollecitazioni ottenute dal modello shell

La rigidezza rotazione è stata valutata tendo conto dei soli allungamenti assiali degli HD (ritenendo lo scorrimento legno-chiodi trascurabile a causa della presenza di un elevato

numero di chiodi) e della rigidezza assiale del legno in zona compressa considerando le caratteristiche del legno in direzione ortogonale alle fibre:

$$k_{\varphi} = \sum_i \left(\frac{(E_i \cdot A_i)}{l_i} \cdot L_i^2 \right) \quad (9.16)$$

Mentre la rigidezza traslante è stata ottenuta conteggiando il contributo degli angolari e anche degli hold-down come:

$$k_{SA} = \sum_{i=1}^{n_{HD}} \frac{12E_i I_i}{h_i^3} + \sum_{j=1}^{m_{ang.}} \frac{12E_j I_j}{h_j^3} + \sum_{j=1}^{m_{ang.}} \frac{6E_j I_j}{h_j^2} \quad (9.17)$$

I valori delle rigidezze di ogni piano sono riassunti nella Tab. 9.2:

Piano	k_{φ} [kNm]	k_T [kNm]
3	76250	300115
2	133908	300155
1	206394	300155

Tab. 9.2 Rigidezze rotazionali e traslanti

Nei grafici di Figg. 9.12, 9.13 e 9.14 sono riportati rispettivamente i grafici forza-spostamento, le deformate e gli spostamenti relativi a confronto.

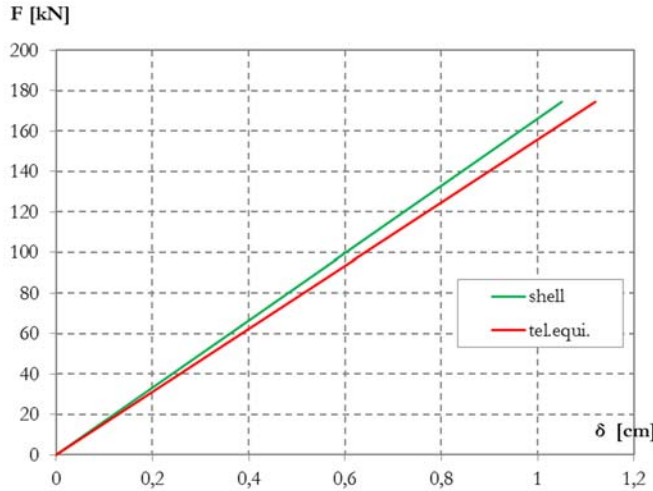


Fig. 9.12 Confronto forza spostamento

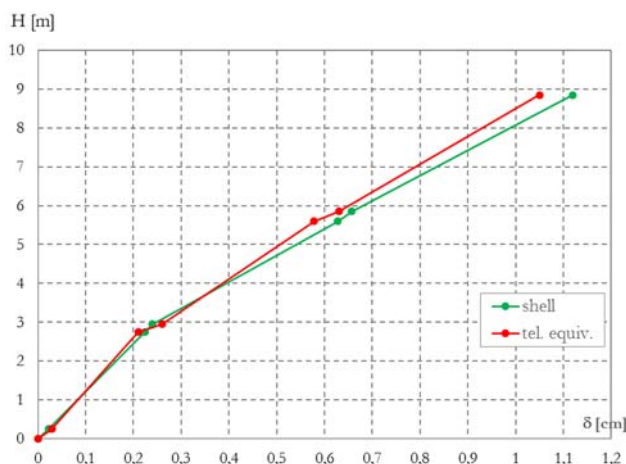


Fig. 9.13 Confronto deformate

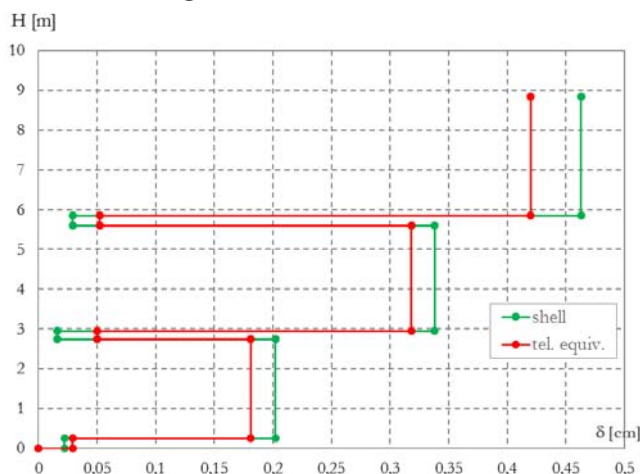


Fig. 9.14 Confronto drift di interpiano

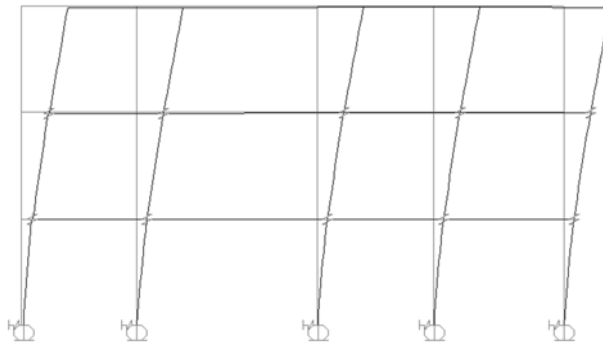
9.3.3.3 Il telaio

Infine, è stato analizzato il modello di telaio equivalente, il cui schema è quello corrispondente alla parete descritta già nel paragrafo 7.4.1.

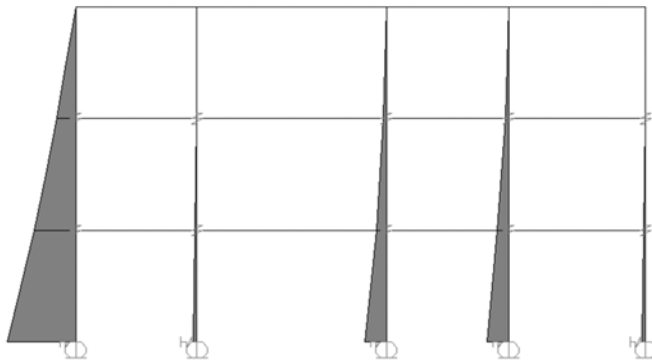
E' stato effettuato un confronto in campo elastico tra il modello di riferimento ad elementi shell e quello a telaio. Come già precedente spiegato, nel modello a telaio si è trascurata l'efficacia flessionale e tagliante delle fasce di piano, per cui esse sono state modellate come pendoli inestensibili che garantiscono semplicemente l'uguaglianza degli spostamento orizzontali tra i maschi lignei. Pertanto le rigidezze rotazionali assumono valore costante in quanto sono annullate la variazioni di sforzo normale nei ritti del telaio. Ad ogni livello sono state inserite molle rotazionali e taglianti la cui rigidezza è stata

valutata analogamente a quanto fatto per il caso precedente, considerando cioè che tutta la rigidità assiale degli hold-down sia concentrata tutta nelle piattine metalliche. La rigidità a taglio è fornita solamente dagli angolari, trascurando il contributo degli hold-down.

In Fig. 9.15 è riportata una schematizzazione del modello telaio, mentre nella Tab.3 sono riportati i valori delle rigidità (in cui con 1x, 2x etc, indicano la numerazione dei maschi lignei da sinistra verso destra). Nei grafici di Figg. 9.17, 9.18 e 9.19 sono riportati rispettivamente i grafici forza-spostamento, le deformate e gli spostamenti relativi a confronto.



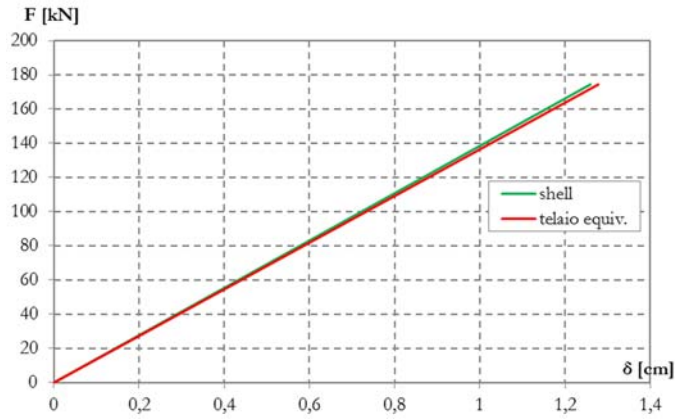
Tab. 9.15 Deformata del telaio



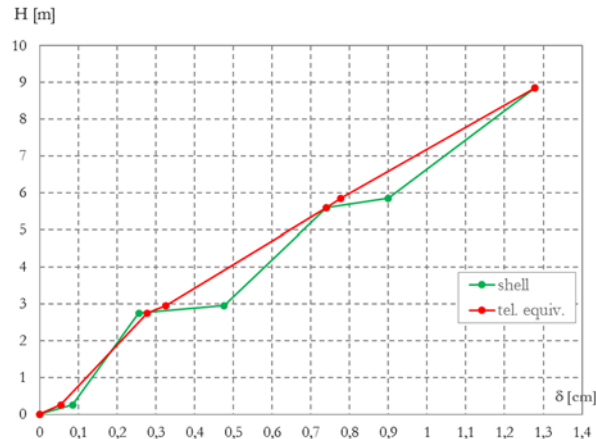
Tab. 9.16 Diagramma del momento flettente

Pannello	liv.	N [kN]	T [kN]	M [kNm]	k_T [kNm]	x_n [m]	k_φ [kNm]
1x	1	71	8,15	38,4	300115	0,95	107000
	2	51,9	6,99	16,9	289900	0,98	70177
	3	32,1	1,9	5,6	289900	1,02	52432
2x	1	109,9	39,8	209	300115	1,49	843922
	2	78,3	28,2	102	289900	1,53	645947
	3	18,4	16,6	46	289900	1,84	257423
3x	1	120,8	39,7	211	300115	1,46	871254
	2	98,7	28,1	98,7	289900	1,48	653147
	3	51,5	15,3	52	289900	1,181	267308
4x	1	112,8	19,86	47,8	300115	1,02	93769
	2	70,87	11,6	25,1	289900	1,05	85176
	3	48,9	6,9	8,8	289900	1,1	40825
5x	1	213	76,55	510	300115	2,23	3069385
	2	152,6	57,6	277	289900	2,32	2441457
	3	92	37,2	115,2	289900	2,42	1975055

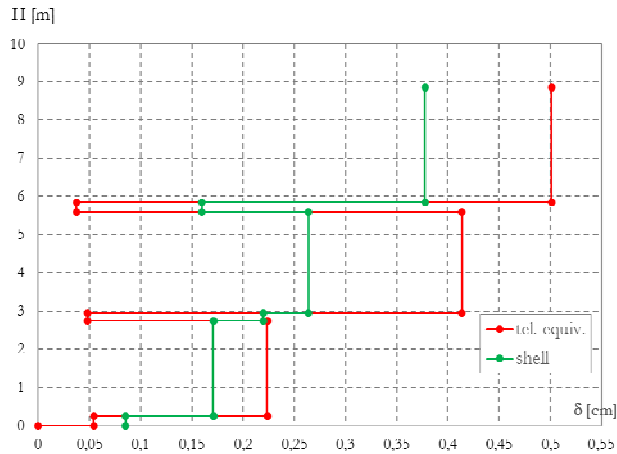
Tab. 9.3 Caratteristiche della sollecitazione e rigidezze



Tab. 9.17 Confronto forza-spostamento



Tab. 9.18 Confronto deformate



Per poter descrivere questo modello a telaio è indispensabile premettere le definizioni di pannello “*reale*” e di pannello o asta “*fittizia*”. Il pannello reale è quello dotato di connessioni alla base il cui drift è fornito dalla somma delle quattro aliquote di spostamento sopra descritte (bending, shear, sliding e rocking), mentre l’asta fittizia o equivalente presenta una sezione trasversale pari a quella del pannello reale ma dotata di un modulo elastico equivalente in grado di assicurare il medesimo spostamento del pannello reale (Fig. 9.20).

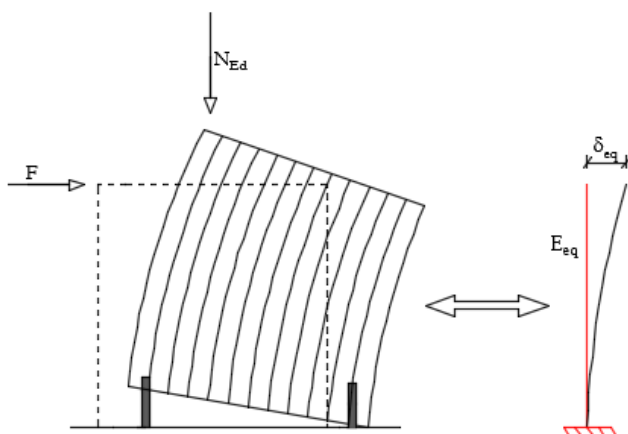


Fig. 9.20 Pannello reale (dx) e asta fittizia (sx)

Il modulo elastico equivalente (E_{eq}) si determina imponendo l’equivalenza tra gli spostamenti orizzontali in testa al pannello reale con quelli dell’asta fittizia:

$$\delta = \delta_{eq} \quad (9.18)$$

Il drift complessivo del pannello reale, considerando il solo comportamento flessionale, è fornito dalla somma dello spostamento da rocking, quella da flessione e da taglio e da quello da flessione e taglio nel piano del pannello:

$$\delta = \varphi H + \left(\frac{FH^3}{3EI} + \chi \frac{FH}{GA} \right) \quad (9.19)$$

Lo spostamento dell’asta fittizia è dato dalla somma delle sole componenti flessionali e taglianti del pannello ligneo:

$$\delta_{eq} = \frac{FH^3}{3EI_{eq}} + \chi \frac{FH}{G_{eq}A} \quad (9.20)$$

Imponendo l’uguaglianza tra gli spostamenti sopra individuati si ricava l’incognita E_{eq} :

$$\varphi H + \left(\frac{FH^3}{3EI} + \chi \frac{FH}{GA} \right) = \frac{FH^3}{3EI_{eq}} + \chi \frac{FH}{G_{eq}A} \quad (9.21)$$

Nota la reazione tra il modulo di elasticità tangenziale e il rapporto di Poisson:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (9.22)$$

e ponendo il momento di inerzia della sezione in funzione del raggio di inerzia tramite la nota relazione:

$$Q^2 = \frac{I}{A} \quad (9.23)$$

si ottiene che:

$$E_{eq} = \frac{F \left[\frac{H^2}{3AQ^2} + \frac{\chi}{A} 2(1+\nu) \right]}{\varphi + F \left[\frac{H^2}{3AQ^2} + \frac{\chi Q^2}{EAQ^2} 2(1+\nu) \right]} \quad (9.24)$$

La rotazione f del pannello è legata alla rigidezza rotazionale tramite la relazione:

$$\varphi = \frac{M}{k_\varphi} \quad (9.25)$$

avendo già definito con k_φ :

$$k_\varphi = \frac{1}{\frac{1}{k_{conn1}} + \frac{1}{k_{\theta 0}}} \quad (9.26)$$

si ha l'espressione generale del modulo equivalente:

$$E_{eq} = \frac{F \left[\frac{H^2}{3AQ^2} + \frac{\chi}{A} 2(1+\nu) \right]}{\frac{M}{k_\varphi} + F \left[\frac{H^2}{3AQ^2} + \frac{\chi Q^2}{EAQ^2} 2(1+\nu) \right]} \quad (9.27)$$

Nell'ipotesi in cui la rigidezza rotazionale si considera fornita dal solo contributo assiale degli hold-down e dal legno compresso in direzione ortogonale e si pone quindi:

$$k_\varphi = \sum_i \left(\frac{(E_i \cdot A_i)}{l_i} \cdot I_i^2 \right) \quad (9.28)$$

Sostituendo si ha:

$$E_{eq} = \frac{1}{3A} \frac{\lambda + 2\chi(1+\nu)}{\frac{L}{\sum_i \left(\frac{(E_i \cdot A_i)}{l_i} \cdot I_i^2 \right)} + \frac{\lambda + 6\chi(1+\nu)}{3EA}} \quad (9.29)$$

Introducendo con ξ la deformabilità rotazionale:

$$\xi = \sum_i \left(\frac{l_i}{(E_i \cdot A_i) L_i^2} \right) \quad (9.30)$$

si ottiene l'espressione finale del modulo equivalente:

$$E_{eq} = \frac{E[\lambda + 2\chi(1+\nu)]}{3EA\xi + \lambda + 6\chi(1+\nu)} \quad (9.31)$$

Si ricorda che la rigidezza (o la deformabilità) rotazionale si determina applicando lo stesso criterio proposto nel paragrafo 9.3.2 e che quindi dipende dallo sforzo normale agente e cioè dalla posizione dell'asse neutro (rigidezza variabile).

Nella realtà il comportamento del pannello sotto azioni sismiche è caratterizzato, come visto, non solo da un comportamento di rocking ma anche di scorrimento a taglio, pertanto un modello completo di telaio equivalente deve computare anche questa aliquota di spostamento (Fig. 9.21).

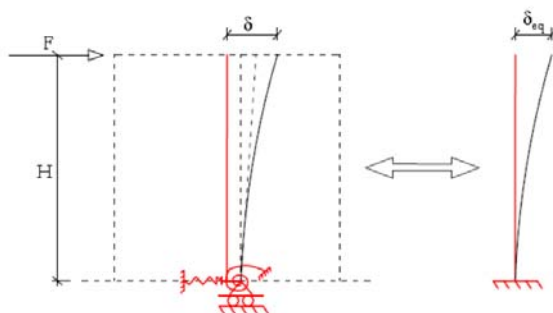


Fig. 9.21 Pannello reale (dx) e asta fittizia (sx)

Il procedimento per la determinazione del modulo equivalente è del tutto analogo a quella del caso precedente. La differenza consiste nell'aggiunta del contributo dello scorrimento allo spostamento complessivo del pannello reale:

$$\varphi H + \delta_{sl} \left(\frac{FH^3}{3EI} + \chi \frac{FH}{GA} \right) = \frac{FH^3}{3EI_{eq}} + \chi \frac{FH}{G_{eq}A} \quad (9.32)$$

Sapendo che lo scorrimento si può determinare come:

$$\delta_{sl} = \frac{F}{k_{conn2}} \quad (9.33)$$

Avendo già definito la rigidezza k_{conn2} nel paragrafo MMM. Si introduce con ζ la deformabilità traslante:

$$\zeta = \frac{1}{k_{conn2}} \quad (9.34)$$

L'espressione generale del modulo equivalente diventa:

$$E_{eq} = \frac{[H\lambda + 6H\chi(1+\nu)]}{3EA\xi H + 3A\xi + \frac{H}{E}[\lambda + 6\chi(1+\nu)]} \quad (9.35)$$

Come dimostrato da prove sperimentali e anche da simulazioni numeriche svolte dallo scrivente, nel caso di pannello ordinari (non eccessivamente tozzi) il drift del pannello è dettato quasi esclusivamente dal comportamento di rocking. Prove sperimentali (Frag. Et al 2011) dimostrano come l'aliquota di scorrimento sia intorno al 20% o meno di quella da ribaltamento.

Pertanto, ai fini pratici, si consiglia di trascurare l'aliquota di sliding nella stima del modulo equivalente, ma di moltiplicare per un *coefficiente pari a 0,8* il modulo equivalente ottenuto considerando il solo rocking, in modo da poter contemplare anche lo sliding:

$$E_{eq} = 0.8 \cdot \frac{E[\lambda + 2\chi(1+\nu)]}{[3AE\xi + \lambda + 6\chi(1+\nu)]} \quad (9.36)$$

9.4.1 Alcuni esempi applicativi

9.4.4.1 Il pannello singolo

Nel grafico di Fig. 9.22 è riportato un confronto in termini di forza-spostamento tra il modello agli elementi finiti e quello di asta con modulo equivalente, considerando la sola rigidità rotazionale k_φ fornita dal contributo degli hold down e del legno compresso in direzione ortogonale. Il pannello X-lam, a tre strati in GL24h, ha una sezione trasversale di $2.50 \times 0.135\text{m}$ e una altezza di 2.75m . Il collegamento alla base è realizzato con una coppia di hold-down per ogni estremo del pannello ciascuno di area trasversale $A_{HD}=120\text{ mm}^2$ e due angolari ciascuno di area 260 mm^2 . L'altezza degli elementi frame che simulano la connessione è di 25 cm . Lo sforzo normale agente è di 154 kN , mentre la forza orizzontale applicata in testa al pannello è 82 kN .

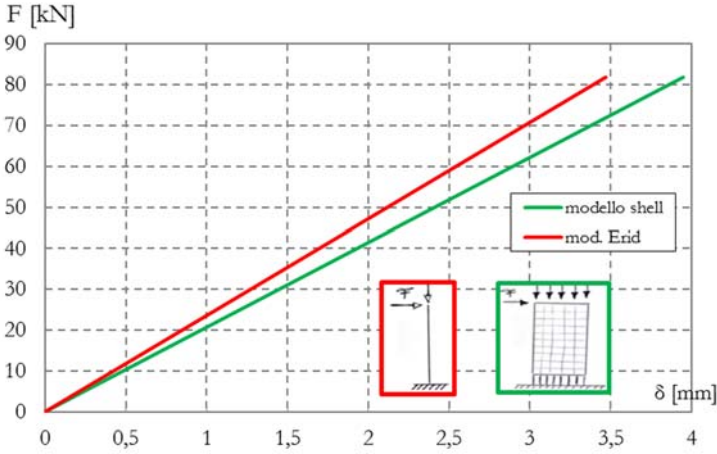
Per la determinazione del modulo equivalente si è assunto un modulo di Poisson $\nu=0.30$, il fattore di taglio χ per sezione rettangolare vale 1.2 , da cui si ha:

$$E_{equ.} = \frac{E[\lambda + 3.12]}{[3AE\xi + \lambda + 4.68]} = 1475\text{ MPa}$$

essendo:

- $\lambda = 1.93$;
- $E = 7333\text{ MPa}$;
- $I = 1.75 \times 10^{-11}\text{ mm}^4$;
- $\xi = 4.85 \times 10^{-12}$;
- $A = 337500\text{ mm}^2$;

- $\rho = 721.68 \text{ mm}$.



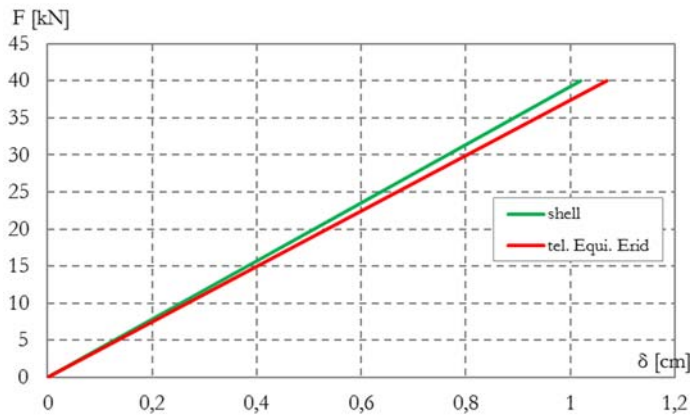
Tab. 9.22 Confronto forza-spostamento

9.4.4.2 La mensola pluripiano

Con riferimento alla mensola a tre piani presentata già nel paragrafo 9.3.3.2 è stato effettuato un confronto in campo elastico tra i risultati forniti dal modello shell e quello a telaio con modulo elastico equivalente. Il telaio è costituito da aste aventi una sezione pari a quella effettiva dei pannelli lignei ma con un modulo elastico equivalente, ridotto del 20% per tener conto dello scorrimento (Tab. 9.4).

Piano	k_{φ} [kNm]	ξ [kNm ⁻¹]	λ	A [mm ²]	$0.8E_{eq}$ [MPa]
3	76250	1.2 E-05	1.93	337500	1049
2	133908	7.5E-06	1.93	337500	1082
1	206394	4.9E-06	1.93	337500	1180

Tab. 9.4 Modulo elastico equivalente



Tab. 9.23 Confronto forza-spostamento

9.4.4.3 Il telaio

Infine, con riferimento allo stesso telaio del paragrafo 9.3.3.3 si è effettuato un confronto tra modello shell e modello a telaio con modulo elastico equivalente (ridotto del 20%). Anche in questo caso non è stata considerata l'influenza delle fasce di piano e pertanto lo schema è quello di mensole collegata ad ogni piano da pendoli inestensibili. Nella Tab. MM sono riportati i valori del modulo elastico equivalente, mentre nella figura NN è riportato un confronto in termini di forza-spostamento tra il modello a telaio ed il modello shell di riferimento.

Pannello	liv.	k_{φ} [kNm]	ξ [kNm ⁻¹]	$0.8E_{eq}$ [MPa]
1x	1	107000	9.3E-06	2057
	2	70177	1.4E-05	1771
	3	52432	1.9E-05	1559
2x	1	843922	1.2E-06	1180
	2	645947	1.5E-06	1182
	3	257423	3.9E-06	1050
3x	1	871254	1.1E-06	2523
	2	653147	1.5E-06	2447
	3	267308	3.7E-06	2084
4x	1	93769	1.1E-06	1938
	2	85176	1.2E-05	1872
	3	40825	2.4E-05	1339
5x	1	3069385	3.3E-06	2523
	2	2441457	4.1E-05	2493
	3	1975055	5.1E-05	2458

Tab. 9.5 Modulo elastico equivalente

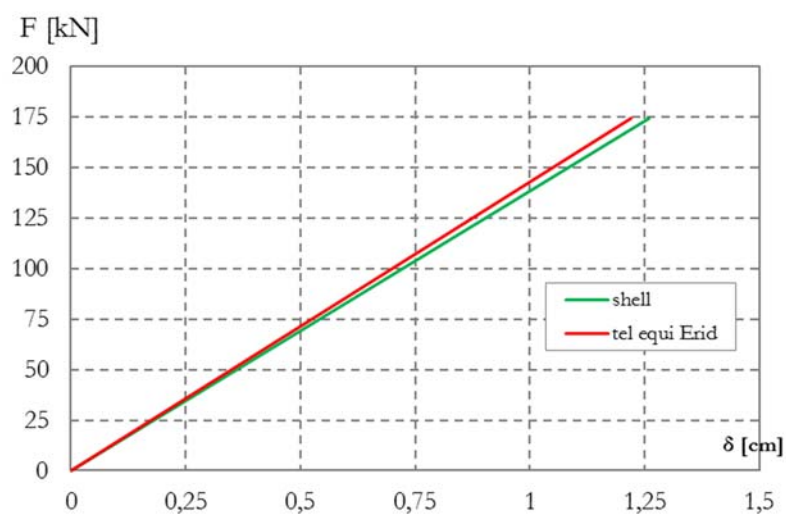


Fig. 9.24 Confronto forza-spostamento

Capitolo 10

IL MODELLO A TELAIO EQUIVALENTE PER LE PARETI X-LAM CON PANNELLI ACCOPPIATI

Frequentemente per motivi di trasporto ed economici, le pareti a pannelli X-lam vengono realizzate utilizzando pannelli accoppiati, ottenuti accostando più pannelli X-lam in serie e collegati tra di loro mediante una giunzione verticale. Si ottiene così una parete avente lunghezza pari allo sviluppo in pianta, mentre in altezza i pannelli vengono collegati con hold-down e angolari.

Il presente lavoro di tesi ha riguardato principalmente l'analisi comportamento elastico ed inelastico delle pareti costituite da pannelli monolitici (non-accoppiati) ma l'ultima parte del lavoro, svolta in collaborazione con l'*Università di Canterbury* (Nuova Zelanda) e supervisionata dal Prof. Pampanin, è stata dedicata all'analisi del comportamento elastico delle pareti accoppiate, finalizzata alla messa a punto di modelli semplificati.

10.1 Il comportamento delle pareti accoppiate

Molto spesso le pareti degli edifici in X-lam sono realizzati impiegando pannelli accoppiati, ottenute accostando più pannelli X-lam tra di loro e collegati mediante una giunzione verticale. Tale connessione generalmente viene realizzata con connettori a gambo cilindrico disposti in orizzontale o inclinati oppure con coprigiunti in legno (ad esempio in LVL) chiodati o avvitati ai pannelli X-lam (Fig. 10.1).

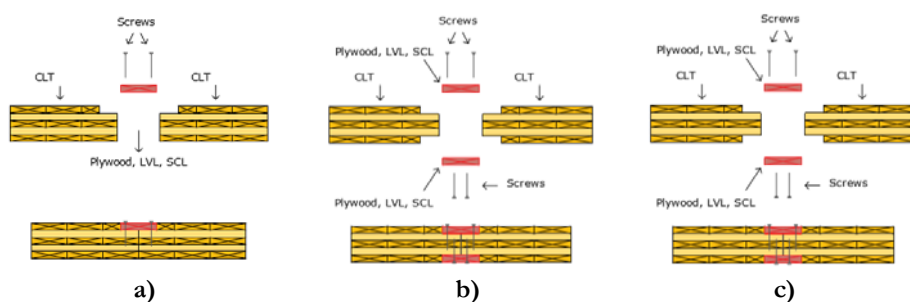


Fig. 10.1 Connessioni: a) coprigiunto singolo, b) coprigiunto doppio, c) coprigiunto a mezzo legno

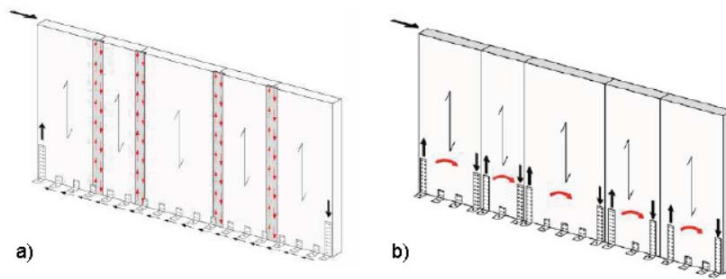


Fig. 10.2 Schematizzazione del comportamento delle pareti lignee accoppiate

Il comportamento sotto azioni orizzontali dei pannelli accoppiati è del tutto analogo a quello delle pareti in c.a. Infatti, il sistema di connessione tra due pannelli consecutivi rappresenta, per analogia, la trave di collegamento tra i due setti mentre i pannelli le due porzioni di pareti laterali.

Come è noto, nel caso delle pareti in c.a. è possibile distinguere tre tipi di comportamento, che dipendono dalla rigidezza (e resistenza) flessio-tagliante della trave di collegamento (Priestley & Pauley, 1992). Nel caso di parete senza aperture (Fig. 10.3 a) e quindi priva di trave di collegamento, si attiva un comportamento flessionale e tagliante che desta nella sezione di base un momento ribaltante globale, un taglio e uno sforzo normale derivante dai soli carichi gravitazionali (mensola monolitica). Nel caso di parete con aperture, invece, il comportamento è differente a seconda che le aperture siano “piccole” (Fig. 10.3 b) oppure “grandi” (Fig. 10.3 c) rispetto ai setti laterali, dando luogo rispettivamente a travi alte e travi basse.

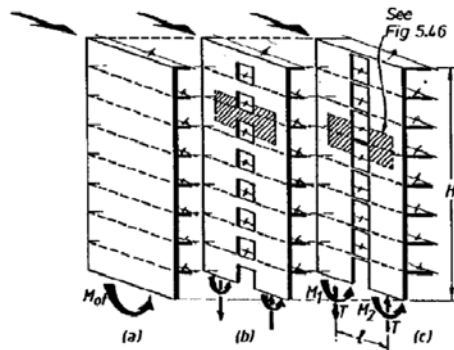


Fig. 10.3 Comportamento delle pareti accoppiate (Priestley & Pauley, 1992)

Nel caso di sistemi costituiti da travi basse (con scarsa efficienza flessionale e tagliante) il comportamento della parete si avvicina, al limite, a quello di due mensole disaccoppiate, ognuna delle quali sarà sollecitata al piede da un momento flettente (ripartito in funzione della rigidezza flessionale delle due pareti) e dallo sforzo normale da carico gravitazionale.

Invece, nel caso intermedio di pareti con travi dotate di rigidezza flessionale finita le travi di collegamento sono in grado di trasferire taglio che a sua volta diventa incremento (parete sottovento) e decremento (parete sopravvento) di sforzo assiale nelle pareti laterali. Quindi ognuna di esse è sollecitata alla base dal momento flettente e da sforzo normale da carico gravitazionale a cui sommare o sottrarre le variazioni di sforzo assiale (effetto telaio).

Nel caso di accoppiamento di due pannelli lignei collegati, ad esempio, con connettori a gambo cilindrico lungo la giunzione verticale, si attiva proprio il comportamento intermedio sopra descritto, in cui la rigidezza flessionale e tagliente dei connettori determina un determinato grado di accoppiamento tra i pannelli e quindi l'aliquota di variazione di sforzo normale (ΔN) trasmessa tra le parti (Fig. 10.4). Ovviamente il differente valore dello sforzo normale complessivo agente sul singolo pannello definisce differenti profondità dell'asse neutro e di conseguenza un diverso stato tensionale nella sezione di base.

La presenza della giunzione verticale costituisce una ulteriore fonte di deformabilità laterale della parete rispetto al caso di pannello non accoppiato e risultati di prove sperimentali) dimostrano come la presenza di tale connessione influenza significativamente il comportamento cinematico del pannello (Gravric et al., 2014b; Gavric & Popovski 2015b)

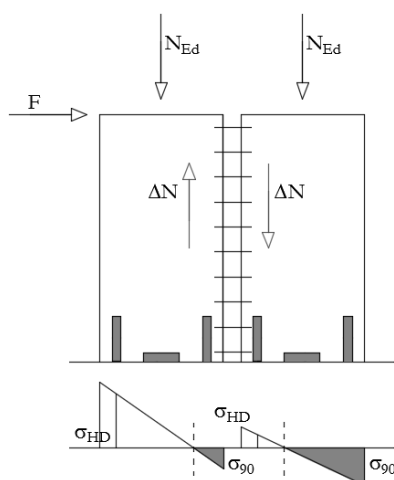


Fig. 10.4 Pannelli X-lam accoppiati

Più in dettaglio, nel caso di pannelli accoppiati si possono distinguere tre differenti comportamenti cinematici (Fig. 10.5):

- *parete accoppiata* (coupled wall behavior): ogni singolo pannello ha un comportamento da rocking intorno al rispettivo asse neutro con scorrimento tra le parti;

- *parete-singola accoppiata* (single-coupled wall behavior): entrambe i pannelli hanno un comportamento da rocking rispetto allo stesso punto, ma si manifesta pure uno scorrimento relativo tra di essi;
- *parete singola* (single wall behavior): tutta la parete si comporta come un corpo rigido senza scorrimento tra le parti.

Nel primo caso la rigidezza della connessione verticale è trascurabile rispetto a quella della connessione di base e rispetto alla rigidezza propria del pannello e determina scarsi livelli di accoppiamento tra i pannelli. Nel terzo caso la giunzione verticale ha una elevata rigidezza rispetto, determinando un comportamento di parete monolitica. Il secondo caso, invece, rappresenta una situazione intermedia. Ovviamente, all'aumentare del grado di rigidezza della connessione verticale si riduce lo slip tra i pannelli e quindi lo spostamento orizzontale in testa allo stesso.

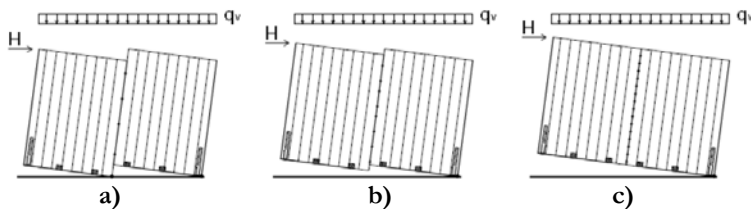


Fig. 10.5 Pannelli X-lam accoppiati: a) coupled wall, b) single-coupled wall, c) single wall

Differenti risposte cicliche si hanno anche al variare del livello di sforzo assiale agente su ciascun pannello. Risultati di test sperimentali dimostrano il suo effetto benefico sul comportamento da rocking: l'aumentare dello sforzo normale comporta incrementi di resistenza ultima e di rigidezza e di energia dissipata (Fig. 10.6).

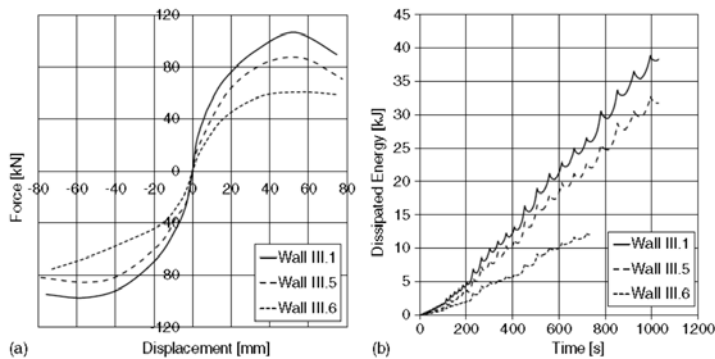


Fig. 10.6 Influenza dello sforzo normale: a) sulla resistenza, b) sulla dissipazione

10.1.1 Problematiche di modellazione delle pareti accoppiate

Tutti i modelli di comportamento delle pareti accoppiate (e non) disponibili in letteratura (Gavric e Popovski, 2014a; Sustersic e Dujic, 2012) finalizzati all'analisi del loro comportamento, si basano sull'ipotesi che la deformabilità propria nel piano del pannello sia trascurabile rispetto a quella indotta delle connessioni e che, al limite, il pannello possa considerarsi come un *corpo rigido* (assunzione questa derivata da risultati di prove sperimentali condotte su pannelli X-lam al vero). Questa assunzione conduce, in linea teorica, a comportamenti cinematici non congruenti tra i due pannelli. Infatti, si consideri un classico pannello X-lam di un piano intermedio di una parete che poggia su un solaio ligneo (oppure su un dormiente in legno se è un pannello del piano terra). A causa delle variazioni di sforzo normale (ΔN) i pannelli presentano differenti posizioni dell'asse neutro nella sezione di base che producono, di conseguenza, una differenza di rotazione tra di essi e quindi drift in testa dissimili (Fig. 10.7). Ma ciò è in disappunto con il riscontro reale in quanto tutti i pannelli devono subire lo stesso drift di interpiano dal momento che sono collegati dall'impalcato.

Questa incongruenza cinematica nasce perché adottando il modello di blocco rigido si trascura la curvatura flessionale elastica (M/EI) del pannello, che è l'unica in grado di ripristinare la congruenza perduta. Questo, in realtà, è un problema presente in tutti i sistemi caratterizzati da un prevalente comportamento da rocking, ed è tanto più attenuato quanto più gli elementi strutturali verticali sono snelli (STIC, 2013).

La problematica può essere completamente by-passata se si assume, come proposto da molti autori in letteratura, l'ipotesi di *infinita resistenza e rigidezza compressione*, in tal caso ciascun pannello è costretto a subire la medesima rotazione intorno al proprio spigolo di base e quindi manifestare lo stesso drift in testa.

In alternativa, per procedere in maniera più rigorosa, nel rispetto delle sole condizioni di equilibrio, è indispensabile risolvere il problema adottando una procedura di doppia iterazione, ma che però perde di praticità ai fini di una modellazione semplificata. Tale procedimento consiste nell'assumere una distribuzione di momento flettente indotta dalle azioni orizzontali alla base dei pannelli e un valore di tentativo della variazione di sforzo normale; dopodiché dalla condizione di equilibrio globale alla rotazione di tutto il sistema (momento ribaltante) si determina il nuovo valore del ΔN e quindi la nuova posizione dell'asse neutro da cui ricavare la nuova distribuzione di coppie flettenti alla base di ciascun pannello. E poi, ancora, la nuova variazione ΔN e la nuova distribuzione di momenti e così via fino al raggiungimento dell'equilibrio (ma mai della congruenza).

Tale procedura seppur potrebbe fornire risultati più affidabili risulta poco speditiva ai fini professionali e quindi non proponibile ai fini tecnici.

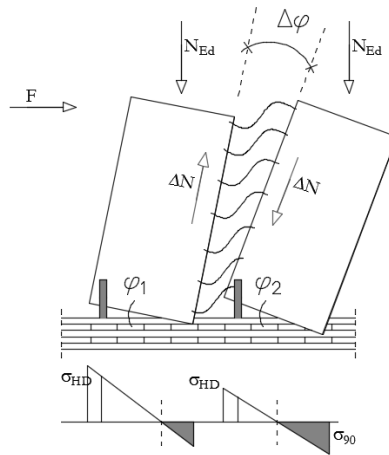


Fig. 10.7 Incongruenza cinematica

L'analisi del comportamento dei pannelli accoppiati condotta secondo le due ipotesi:

- (i) di blocco rigido;
- (ii) di infinita resistenza e rigidità a compressione.

Queste ipotesi, proposte da molti autori in letteratura, è abbastanza veritiera solo nel caso in cui i pannelli poggiano su una base rigida (come ad esempio una fondazione in c.a.) dove effettivamente la posizione dell'asse neutro risulta molto prossima allo spigolo del pannello e la rigidità rotazionale non è influenzata dal modulo di elasticità normale del legno in direzione ortogonale (E_{90}), ma da quello in direzione parallela alle fibre (E_0).

Ma nella maggioranza dei casi questa situazione si ritiene che non si possa verificare, in quanto il comportamento del pannello è influenzato dalla rigidità del sistema sollecitato a compressione ortogonale (quali il modulo elastico E_{90} , l'effetto di diffusione del carico, l'effettiva lunghezza su cui insiste la deformazione assiale). Infatti, se si considerano i pannelli dei piani intermedi degli edifici che poggiano sui pannelli di solaio, il moto di rocking del pannello verticale esercita una azione di compressione ortogonale alle fibre del solaio. Di conseguenza essendo la rigidità in direzione ortogonale molto minore di quello in direzione parallela alle fibre (si ricordi ad esempio che $E_{90}=E_0/30$), la rigidità a compressione della sezione di contatto legno-legno dipende da quella del legno in direzione perpendicolare. Lo stesso fenomeno avviene anche nel caso di pannelli disposti al piano terra quando – come avviene quasi sempre nella pratica costruttiva – tra pannello verticale e fondazione vengono interposti dormienti in legno, oppure nel caso di elevati carichi assiali agenti su pannello.

10.2 Un modello a telaio equivalente per le pareti accoppiate

Analogamente a quanto sviluppato nel caso di parete singola, anche per le pareti accoppiate è stato possibile definire un modello a telaio equivalente per l'analisi semplificata delle pareti X-lam. Il pannello accoppiato è rappresentato da un'unica asta che può essere schematizzata sia secondo l'approccio di telaio con *vincoli elastici* (molle rotazionali e taglienti posizionate alla base delle aste), sia secondo l'approccio del *modulo elastico equivalente*. Nel presente caso verrà sviluppato solamente l'approccio di telaio con vincoli elastici alla base.

L'asta equivalente (Fig. 10.8) è dotata di rigidità flessionale e tagliente propria del pannello e presenta alla base una molla rotazionale elastica che simula la rigidità flessionale offerta dalle connessioni meccaniche alla base (hold-down e angolari e legno compresso) e l'effetto di accoppiamento relativo, però, al solo comportamento di rocking dei pannelli. In più è stato considerato l'effetto di accoppiamento dovuto alla *curvatura flessionale* elastica dei pannelli, assegnando all'asta una rigidità flessionale efficace valutata in accordo al metodo- γ (Eurocodice 5).

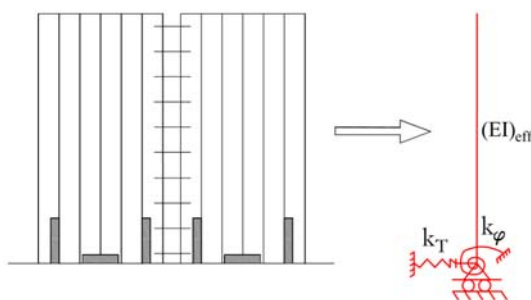


Fig. 10.8 L'asta equivalente

Di seguito verranno proposti due modelli per la determinazione della rigidità rotazionale. Il primo è un metodo semplificato che, rispetto a quanto proposto in letteratura, considera dell'influenza della curvatura flessionale propria dei pannelli; il secondo metodo è una procedura più dettagliata che tiene conto dell'influenza della rigidità in compressione ortogonale.

I modelli a telaio equivalente sono stati confrontati con un modello agli elementi shell bi-dimensionali *elastici*, modellato come descritto nel Cap. 4. In aggiunta sono state schematizzate le connessioni verticali tra i pannelli mediante molle multi-linear elastic dotate di rigidità allo scorrimento k_{ser} valutata in funzione del tipo di connessione.

10.2.2 Un modello cinematico “semplificato”

Sulla base delle ipotesi di blocco rigido e di infinita resistenza a compressione del pannello è stato possibile definire un modello cinematico utile alla determinare la rigidezza rotazionale. Infatti, operando attraverso il *Principio dei Lavori Virtuali (PLV)* o Principio di Lagrange per sistemi rigidi è stato possibile ottenere una espressione della rigidezza rotazionale in forma chiusa e di conseguenza anche spostamenti e rotazioni del pannello da blocco rigido.

Si consideri il sistema costituito da due pannelli accoppiati rappresentati in Fig. 10.9 a cui è stato assegnato un cinematisma rigido imponendo il punto di rotazione allo spigolo di ciascun pannello. Sul pannello agiscono le azioni esterne (carico verticale e forza orizzontale), le reazioni interne (ΔN) dovute al taglio trasmesso dalla connessione verticale, le reazioni degli hold-down (V_i) e del legno (R_i).

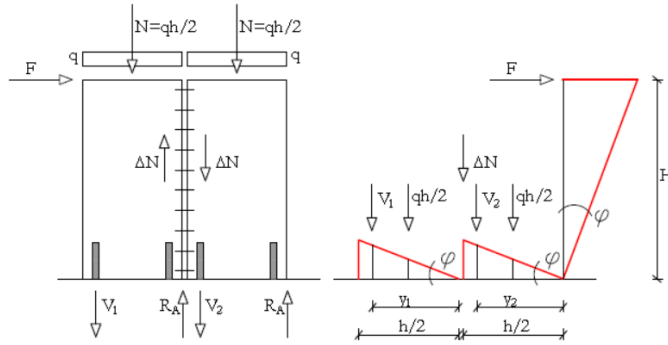


Fig. 10.9 Diagramma di corpo libero e catena cinematica

Il *PLV* con riferimento alla catena cinematica individuata si scrive come:

$$-\frac{qh}{2} \left(\frac{\varphi h}{4} \right) - \frac{qh}{2} \left(\frac{\varphi h}{4} \right) - V_2 \varphi y_2 - V_1 \varphi y_1 - \Delta N \varphi \frac{h}{2} + FH\varphi = 0$$

Si osserva che le reazioni del legno in compressione (R_A) e il ΔN sulla faccia di sinistra compiono lavoro virtuale nullo. E' noto che il *PLV* per sistemi rigidi consente di determinare reazioni vincolari, ma che in questo caso sono note e pertanto è possibile stimare le componenti di spostamento (rotazioni e traslazioni).

Infatti le forze degli hold-down valgono:

$$V_2 = k_2 u_2 = k_2 \varphi y_2$$

$$V_1 = k_1 u_1 = k_1 \varphi y_1$$

essendo k_1 e k_2 le rigidità assiali degli hold-down (che possono assumersi pari a k_{ser} , alla rigidità assiale dell'elemento metallica EA/L o alla somma delle due a seconda del problema affrontato).

E', inoltre, nota l'espressione della variazione di sforzo normale prodotta dai connettori lungo la giunzione verticale:

$$\Delta N = n k_{ser} \varphi \frac{h}{2} = K_s \varphi \frac{h}{2}$$

dove n indica il numero di connettori e k_{ser} la rigidità elastica allo scorrimento dei connettori calcolata in accordo all' EC5.

Sostituendo le espressioni di V_1 , V_2 e ΔN nell'espressione del PLV si ottiene la rotazione dei pannelli:

$$\varphi = \frac{(FH - qh^2/4)}{(k_1 y_1^2 + k_1 y_1^2 + K_s h^2/4)}$$

e di conseguenza la rigidità rotazionale del pannello:

$$k_\varphi = \frac{M}{\varphi} \quad \rightarrow \quad k_\varphi = (k_1 y_1^2 + k_1 y_1^2 + K_s h^2/4)$$

Si noti come l'espressione della rigidità rotazionale ottenuta è del tutto simile a quella riportata nel capitolo precedente, con l'aggiunta, però, del termine relativo allo scorrimento tra i pannelli (e quindi del ΔN). Ma la condizione di trascurare la posizione dell'asse neutro (che semplifica enormemente la procedura) rende la *rigidità rotazionale costante*, dipendente solamente da condizioni geometriche e dalla rigidità delle connessioni (alla base e nei giunti verticali) e quindi indipendente dallo sforzo normale.

Inoltre è possibile determinare lo spostamento in testa come:

$$\delta = \varphi H = \frac{(FH - qh^2/4)H}{(k_1 y_2^2 + k_1 y_1^2 + K_s h^2/4)}$$

Il procedimento proposto per la stima della rigidità flessionale e quindi degli spostamenti è stato applicato ad un pannello di riferimento di altezza $H=2.50$ m, sezione trasversale di altezza $h=2.50$ m e spessore $b=0.135$ m, quindi con un aspect ratio $L/H=1$. Il pannello è dotato di due coppie di hold-down, ciascuna di area complessiva $A_{HD}=360$ mm² posizionati ad ogni estremo del pannello la cui altezza è 0.25 cm. Il pannello è realizzato in legno GL24h il cui modulo elastico in direzione verticale, ridotto secondo l'approccio del modulo equivalente risulta essere $E_v=7333$ MPa, mentre in direzione trasversale $E_o=3666$ MPa. Su di esso agiscono uno sforzo normale di 96 kN su ciascun pannello e una forza orizzontale complessiva di 90 kN.

La giunzione verticale è realizzata con 21 viti di diametro 8 mm la cui rigidità allo scorrimento del singolo connettore, valutata in accordo all'EC5 vale:

$$k_{ser} = n (\varrho_k)^{1.5} d / 20 = 2963 \text{ N/mm}^2$$

e quindi la rigidezza complessiva $K_s = 62223.5 \text{ N/mm}^2$. Il pannello è stato modellato seguendo l'approccio descritto al Cap. 4, aggiungendo in più i connettori presenti lungo la giunzione verticale, modellati con molle a taglio (multilinear elastic) dotate di una rigidezza a taglio pari a k_{ser} .

La rigidezza rotazionale risulta pari a:

$$k_{\varphi} = (k_1 y_1^2 + k_1 y_1^2 + K_s h^2 / 4) = 785126.3 \text{ kNm}$$

Avendo assunto, in questo esempio, che la rigidezza assiale degli hold-down sia $k_1 = k_2 = k_{HD} = EA/L = 302400 \text{ N/mm}$ e che $y_1 = y_2 = 1125 \text{ mm}$ (che rappresenta la distanza tra la linea d'asse degli hold-down e il punto di rotazione, in questo caso il bordo estremo dei pannelli). Il modello proposto è di carattere generale e quindi in funzione del criterio adottato per il progetto dei collegamenti è possibile utilizzare in luogo della rigidezza assiale sopra descritta, la rigidezza allo scorrimento (valutata secondo l'EC5).

In Fig. 10.10 è riportato un confronto in campo elastico - in termini di forza spostamento - tra il modello a telaio equivalente proposto ed un modello agli elementi shell più complesso in la connessione verticale tra i pannelli è stata modellata mediante molle elastiche a taglio (multi-linear elastic), invece agli elementi C, che simulano il contatto legno-legno, è stato assegnato lo stesso modulo elastico del pannello (7333MPa). Dal modello si evince come la posizione dell'asse neutro sia davvero molto prossima allo spigolo del pannello (profondo circa 1/10 dell'altezza della sezione), pertanto l'ipotesi di considerare un asse neutro nullo può ritenersi accettabile.

Inoltre, nello stesso grafico è riportato il confronto del modello a telaio in cui si è trascurato l'effetto della curvatura flessionale propria del pannello. Risulta evidente come sotto la sola ipotesi di corpo rigido (trascurando l'accoppiamento dovuto alla curvatura elastica dei pannelli) si ottengono risultati molto distanti rispetto a quelli di un modello più sofisticato ad elementi shell elastici.

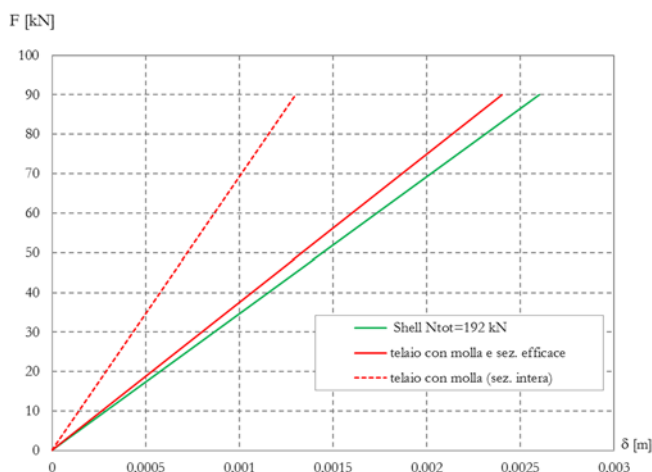


Fig. 10.10 Confronto forza-spostamento tra modelli semplificati e ad elementi shell (aspect ratio 1)

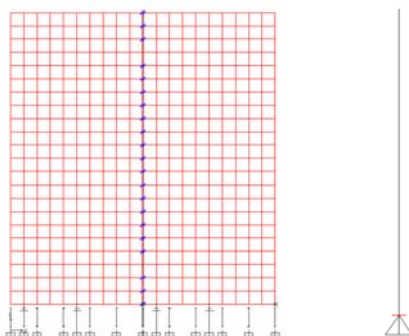


Fig. 10.11 Modello shell (sx) e modello semplificato (dx) con aspect ratio 1

Infine per stabilire il grado di accoppiamento fornito dalle connessioni verticali il modello shell a pannelli accoppiati è stato confrontato con i casi limite di pannello monolitico (senza connessioni) e di pannelli disaccoppiati (mensole separate) (Fig. 10.12). Dal grafico si evince che, almeno per il caso esaminato, il comportamento della parete accoppiata si avvicina di più a quello di mensole separate e che al limite una procedura ulteriormente semplificata potrebbe essere quella di trascurare la presenza delle connessioni verticali. Nella Fig. 10.13 sono riportati i modelli shell dei pannelli nelle varie configurazioni.

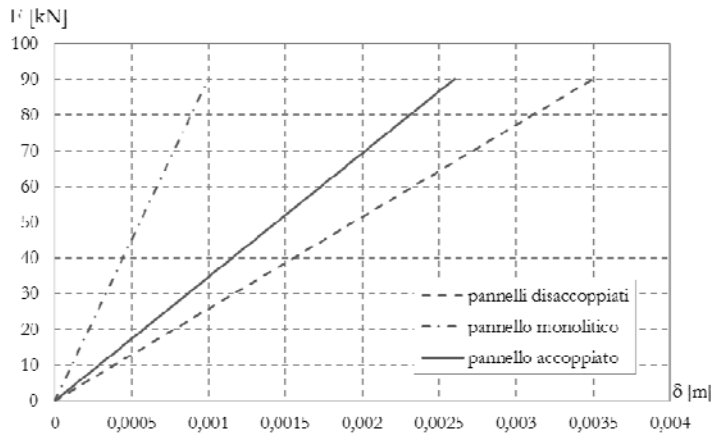


Fig. 10.12 Confronto tra pannello accoppiato e casi limite (aspect ratio 1)

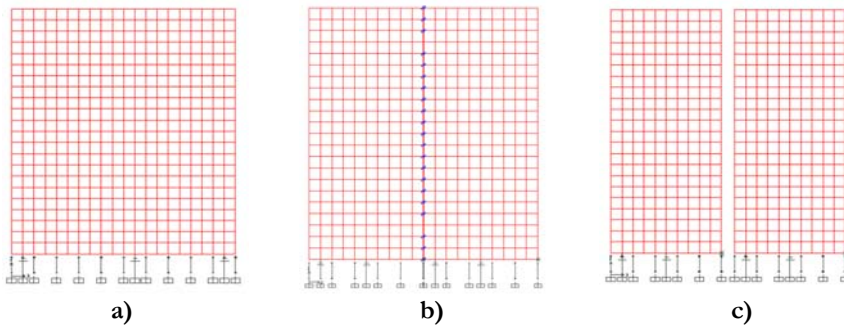


Fig. 10.13 a) pannello monolitico, b) pannelli accoppiati, c) pannelli disaccoppiati (aspect ratio 1)

Al fine di valutare l'affidabilità del modello proposto è stato effettuato un confronto anche per un pannello avente un aspect ratio $L/H=2$ (pannello tozzo). Il pannello è realizzato dall'accoppiamento di due pannelli ciascuno di altezza 2.50m, base 2.50m e spessore 0.135m. Le connessioni alla base e lungo il giunto verticale sono le stesse del caso precedente.

Applicando il PLV si ottiene una rigidezza rotazionale:

$$k_{\varphi} = (k_1 y_1^2 + k_1 y_1^2 + K_s h^2 / 4) = 3508674 \text{ kNm}$$

In Fig. 10.14 è riportato il confronto tra il modello agli elementi shell e quello a telaio equivalente. Si può osservare che anche nel caso di pannello tozzo i risultati forniti dal modello a telaio sono in buon accordo con quelli restituiti dal modello shell.

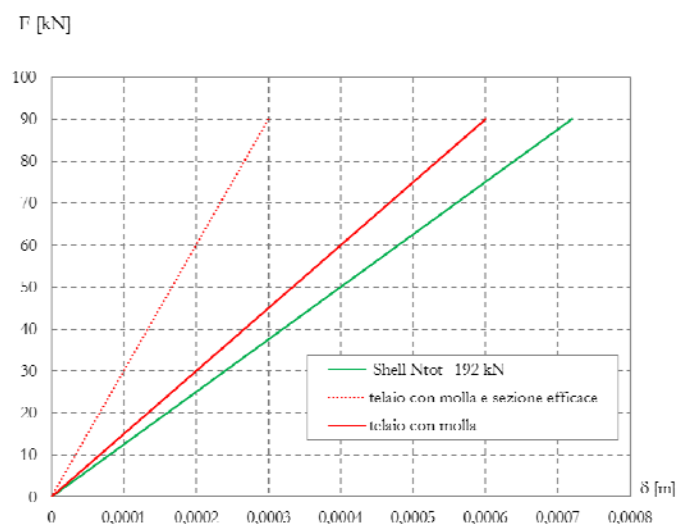


Fig. 10.14 Confronto forza-spostamento tra modelli semplificati e ad elementi shell (aspect ratio 2)

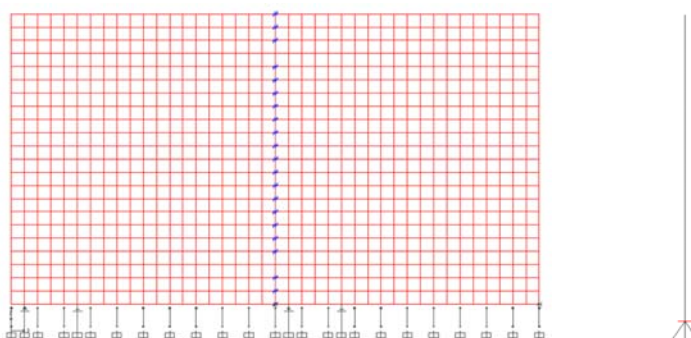


Fig. 10.15 Modello shell (sx) e modello semplificato (dx) con aspect ratio 2.

Nel grafico di Fig. 10.16 è riportato un confronto tra il comportamento dei pannelli accoppiati rispetto ai casi limite di pannello monolitico e di parete disaccoppiata. Anche in questo caso il comportamento della parete accoppiata è, come giusto che sia, intermedio tra i due casi limite, ma con una preponderanza verso comportamento a mensole separate rispetto al caso con $L/H=1$. Questo perché l'incremento della rigidezza flessionale e tagliante del pannello, a parità di connessione verticale, rende meno significativo l'effetto di accoppiamento.

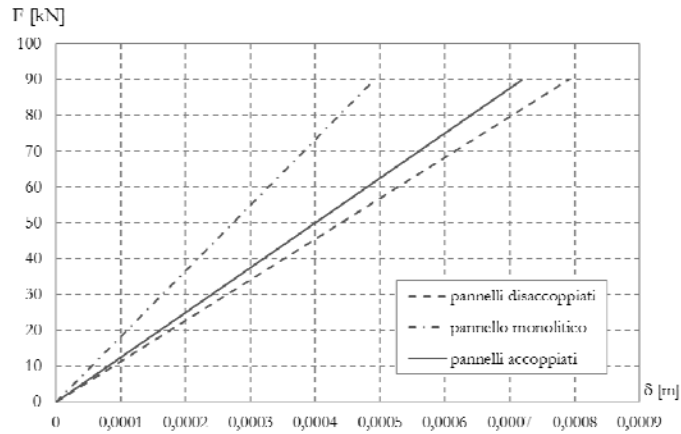


Fig.10.16 Confronto tra pannello accoppiato e casi limite (aspect ratio 2)

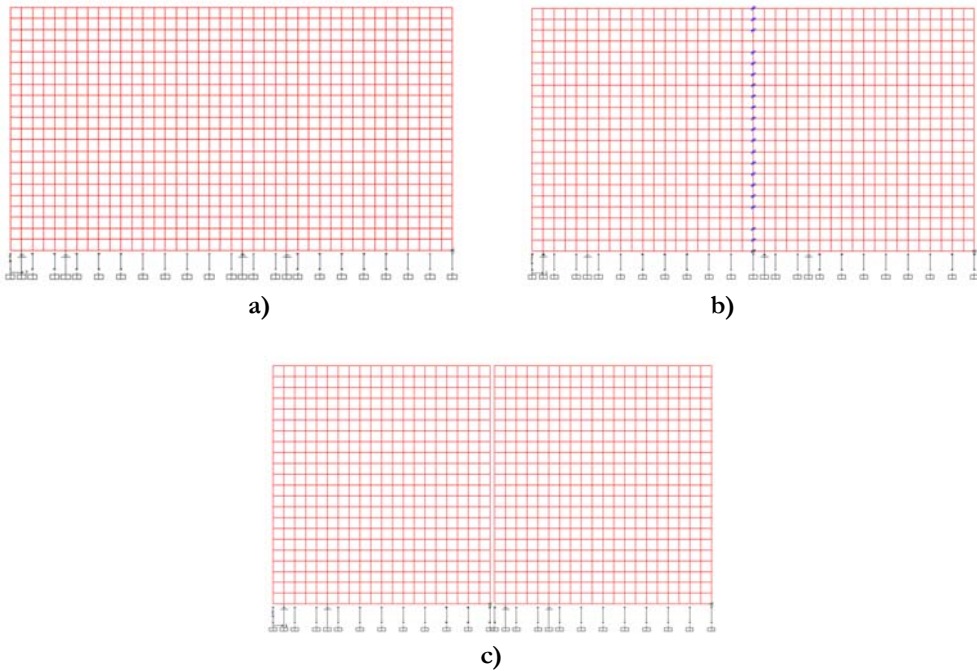


Fig. 10.17 a) pannello monolitico, b) pannelli accoppiati, c) pannelli disaccoppiati (aspect ratio 2)

10.2.3 Un modello cinematico “dettagliato”

L'ipotesi di infinita rigidezza e resistenza a compressione e conseguentemente l'approssimazione sulla posizione dell'asse neutro, conducono a risultati accettabili nel caso in cui i pannelli poggiano su una base sufficientemente rigida rispetto al pannello, ad esempio una fondazione in c.a. Tutti gli altri casi, quali:

- pannelli che poggiano sul solaio ligneo;
- pannelli del piano terra posizionati su dormiente ligneo interposto tra pannello e fondazione;
- elevati carichi verticali;

conducono a risultati poco accurati perché la rigidezza rotazionale è influenzata fortemente dalla rigidezza del in compressione ortogonale.

Pertanto, al fine di estendere il modello a telaio equivalente anche a questi casi è stato sviluppato un modello più dettagliato che tiene conto della rigidezza del legno in direzione perpendicolare nella sezione di contatto legno-legno. Questo comporta l'annullamento dell'ipotesi di asse neutro nullo perché la zona compressa della sezione risulta molto estesa.

La rigidezza rotazionale si ottiene sempre scrivendo il Principio dei Lavori Virtuali, ma considerando la posizione dell'asse neutro (indicati con x_1 e x_2 rispettivamente per il pannello 1 e 2) (Fig. 10.18).

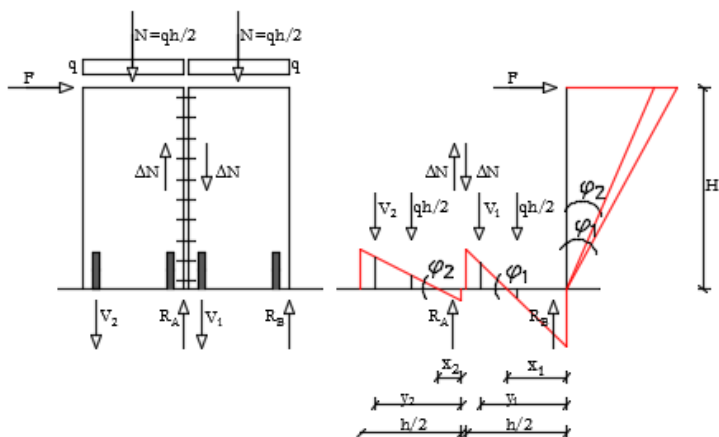


Fig. 10.18 Diagramma di corpo libero e catena cinematica

Nel caso in cui $x_2 < h/4$ (il lavoro virtuale compiuto dal carico verticale su pannello 2 risulta negativo) il PLV assume la seguente forma:

$$\begin{aligned}
 & -\frac{qh}{2} \left(\frac{h}{4} - x_2 \right) \varphi_2 - \frac{qh}{2} \left(\frac{h}{4} - y_1 \right) \varphi_1 - V_2 \varphi_2 - V_1 \varphi_1 - \frac{1}{2} x_2^2 \varphi_2 \left(\frac{\varphi_2 x_2}{3} \right) - \frac{1}{2} x_1^2 \varphi_1 \left(\frac{\varphi_1 x_1}{3} \right) - \\
 & - \Delta N x_2 \varphi_2 - \Delta N y_1 \varphi_1 + \frac{F}{2} \varphi_1 H + \frac{F}{2} \varphi_2 H = 0
 \end{aligned}$$

La presenza di due diverse posizioni dell'asse neutro (dovute alla differenza di sforzi normali agenti sui pannelli) comporta che le rotazioni incognite dei pannelli sono differenti tra di loro e di conseguenza l'equazione del PLV non ammette soluzione.

Il problema può essere risolto se si ammette che i due pannelli subiscono la stessa rotazione. Questa condizione - stante a quanto detto precedentemente (§10.1.1) - sarebbe teoricamente impossibile, ma nella sostanza tale differenza di rotazione può ritenersi nulla dal momento che la curvatura propria del pannello e la presenza di un impalcato che collega le pareti tende a garantire una uguaglianza delle rotazioni e di spostamenti.

Pertanto sotto l'assunzione che:

$$\varphi_1 = \varphi_2 \rightarrow \Delta\varphi = 0$$

Si ottiene l'espressione della rotazione:

$$\varphi = \frac{FH - \frac{qh}{2}(y_1 - x_2)}{\left(k_1 y_1^2 + k_1 y_1^2 + \frac{1}{6}x_2^3 + \frac{1}{6}x_1^3 + K_s(x_2^2 + x_1^2)\right)}$$

e di conseguenza la rigidezza rotazionale del pannello:

$$k_{\varphi,90} = \left(k_1 y_1^2 + k_1 y_1^2 + \frac{1}{6}x_2^3 + \frac{1}{6}x_1^3 + K_s(x_2^2 + x_1^2)\right)$$

Lo spostamento in testa si determina come:

$$\delta = \varphi H = \frac{(FH - \frac{qh}{2}(y_1 - x_2))H}{\left(k_1 y_1^2 + k_1 y_1^2 + \frac{1}{6}x_2^3 + \frac{1}{6}x_1^3 + K_s(x_2^2 + x_1^2)\right)}$$

La rigidezza rotazionale $k_{\varphi,90}$ dipende dalla posizione dell'asse neutro, che a sua volta è funzione dall'azione ΔN trasmessa dalla connessione verticale. Il problema può essere risolto per via iterativa secondo la seguente procedura:

- si considera un ΔN di primo tentativo derivante dal metodo "semplificato";
- si determina la posizione dell'asse neutro utilizzando la relazione di coniugio: $I_n/S_n = 0$;
- con gli assi neutri appena trovati si calcola il ΔN con il metodo dettagliato come $\Delta N = K_s(y_1\varphi + x_2\varphi)$
- si ricalcola l'asse neutro con questo ΔN trovato e si procede in questo modo in maniera iterativa fino a convergenza
- si calcola la rigidezza rotazionale $k_{\varphi,90}$.

Il metodo dettagliato è stata applicato al pannello caratterizzato da $L/H=1$ già descritto nel paragrafo precedente. Seguendo la procedura iterativa proposta è stata considerato un ΔN di primo tentativo derivante dal metodo semplificato pari a 9.6 kN

che, sommato o sottratto al carico verticale di ciascun pannello pari a 96 kN, ha fornito le sue posizioni dell'asse neutro pari a $x_1=966\text{mm}$ e $x_2=951\text{mm}$, rispettivamente per il pannello 1 e 2. Applicando il PLV si determina il valore $\Delta N=80\text{ kN}$ che è differente da quello ipotizzato. Con questo nuovo valore dello sforzo assiale si individuano nuovamente le posizioni dell'asse neutro pari a $x_1=1050\text{mm}$ e $x_2=600\text{mm}$ a cui corrisponde un ΔN circa pari a 80kN. A questo punto l'iterazione può ritenersi conclusa e la $k_{f,90}=164978.35\text{ kNm}$.

In Fig. 10.19 è riportato un confronto in termini di forza-spostamento tra il metodo dettagliato e il modello numerico agli elementi shell (in cui al legno compresso è stato assegnato un modulo di elasticità $E_{90}=390\text{ MPa}$). Nello stesso grafico è riportato il confronto anche rispetto al metodo semplificato.

Dal grafico risulta evidente come in tutti quei casi in cui il pannello è poggato su una base molto deformabile, quale un solaio o un dormiente in legno, la rigidità in compressione ortogonale influenza in maniera significativa il comportamento del pannello sotto azioni orizzontali. Pertanto l'ipotesi di considerare, in maniera semplificata, la posizione dell'asse neutro fissa allo spigolo del pannello conduce a risultati molto conservativi.

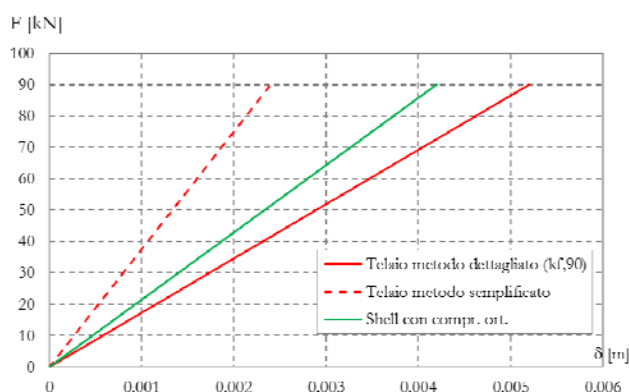


Fig. 10.19 Confronto tra metodo dettagliato e modello shell

Capitolo 11

CONCLUSIONI

1.1 Le tematiche trattate e i risultati conseguiti

In Italia la consapevolezza dell'elevato rischio sismico, le situazioni emergenziali post-sisma e l'esigenza della riduzione dei consumi energetici hanno accelerato un processo di cambiamento, già in atto da qualche anno, riguardante un nuovo modo di concepire le costruzioni. Gli edifici in legno con le loro doti di leggerezza, rapidità di costruzione e buon comportamento termico sono la tipologia strutturale che meglio riesce soddisfare contemporaneamente tutti questi requisiti.

Ma, questo rapido sviluppo tecnologico e costruttivo non è stato accompagnato da un altrettanto veloce aggiornamento del quadro normativo in materia di edifici in legno, di cui si necessita soprattutto nei paesi ad elevata sismicità quale è l'Italia. Infatti, ad oggi i codici normativi nazionali ed europei forniscono indicazioni riguardanti la verifica delle membrature lignee, ma quasi nessuna informazione viene elargita in merito ai criteri di progettazione antisismica.

Tutto ciò ha condotto, nella maggioranza dei casi, ad una progettazione confusa e scomposta degli edifici in legno, fondata non più su regole progettuali comunemente condivise e accettate dal mondo scientifico, ma basata per lo più sulla sensibilità del singolo progettista. In un certo senso si potrebbe affermare che, contrariamente a quanto di norma dovrebbe accadere, la ricerca scientifica sta seguendo le orme di un processo tecnologico il cui sviluppo è avvenuto in anticipo.

Pertanto l'esigenza della messa a punto di regole progettuali comuni rappresenta un punto cruciale per una corretta progettazione di tali edifici. Tuttavia, appare opportuno trasferire al caso degli edifici in legno tutto il bagaglio di conoscenze già acquisite per gli altri materiali da costruzione ed allineare la loro progettazione alle più moderne regole del capacity design.

Il presente lavoro di tesi, finalizzato ad una comprensione più approfondita del comportamento sismico degli edifici in legno a pannelli X-lam e alla messa a punto di regole di progettazione antisismiche più dettagliate, ha richiesto necessariamente la

definizione di criteri di modellazione delle pareti lignee. In particolare, è stato messo a punto un criterio di modellazione delle pareti X-lam in grado di interpretare sia la risposta meccanica del “materiale” X-lam di cui si compongono i pannelli, sia il comportamento delle connessioni meccaniche tra le parti.

Il modello di materiale, in linea con i criteri generali proposti da altri autori, schematizza il carattere stratigrafico del pannello tramite la definizione di un materiale ortotropo ideale equivalente definito da 9 costanti elastiche indipendenti. I moduli di elasticità normale e tangenziale del pannello presentano valori più bassi rispetto a quello del legno di base di cui essi si compongono, ridotti in funzione del numero di strati “efficaci” per ciascuna direzione principale del pannello.

Ma una corretta modellazione delle pareti X-lam non può prescindere dal considerare l'influenza delle connessioni sulla risposta globale, elastica ed inelastica, delle pareti stesse. Pertanto, è stato messo a punto anche un criterio di modellazione delle connessioni che le schematizza tramite elementi frame a comportamento elastico-perfettamente plastico, in cui gli hold-down sono modellati tramite elementi no-compression, il legno tramite elementi no-tension (per simulare il contatto legno-legno) e gli angolari con elementi resistenti solo a taglio (o contemporaneamente a taglio e trazione).

La definizione di un criterio di modellazione del materiale e delle connessioni ha consentito lo sviluppo di modelli numerici sofisticati (ma anche semplificati) che schematizzano le pareti a pannelli X-lam, utili per lo svolgimento di analisi finalizzate alla comprensione del loro comportamento sismico.

La schematizzazione della parete con il criterio proposto ha permesso, di conseguenza, di eseguire una serie di analisi lineari e non-lineari su modelli di pareti reali ed investigare la loro risposta sismica. In particolare, i temi affrontati in questo caso sono:

- (i) definizione di uno *schema di calcolo* per le analisi strutturali, in particolare approfondendo l'influenza delle fasce di piano sul comportamento sismico;
- (ii) *l'influenza dei sistemi di connessione* sul comportamento globale delle pareti;
- (iii) definizione di un valore plausibile del *fattore di struttura*.

In merito al primo obiettivo sono state svolte analisi numeriche modellando la stessa parete prima con la presenza della fascia di piano (modello a telaio) e poi senza le fasce di piano (modello a mensole), considerando in ogni caso la presenza delle connessioni meccaniche tra i pannelli.

Le analisi di push-over hanno evidenziato, come è ovvio che sia, che l'effetto telaio conduce, quasi a parità di duttilità, a una maggiore resistenza rispetto al modello di parete a mensole collegate e quindi a capacità sismiche più elevate. Ma, l'adozione di uno schema con fascia di piano rigida e resistente rimane valido fino al momento in cui esse sono in grado di assicurare l'accoppiamento tra i maschi lignei. Infatti, da una indagine a-posteriori sullo stato tensionale delle fasce di piano (modellate con shell a comportamento indefinitamente elastico) si è osservato che, almeno per fasce con rapporti di snellezza

ordinari, facilmente si raggiungono i limiti tensionali di progetto rendendole, di fatto, inefficaci nei riguardi di azioni orizzontali. Pertanto, operando a vantaggio di sicurezza, appare opportuno modellare le pareti lignee trascurando la presenza delle fasce di piano, considerando cioè un più semplice modello a mensole collegate (con la presenza delle connessioni).

Inoltre, le analisi di vulnerabilità sismica (eseguite con il metodo N2) hanno permesso di risalire al valore della capacità sismica delle pareti analizzate e al valore del fattore di struttura. Le pareti, progettate assumendo un fattore di struttura $q=2.0$, hanno esibito capacità sismiche (esprese in termini di massima PGA sopportabile) sempre superiori al valore di progetto e valori del fattore di strutture nella sostanza pari a 2.0. Pertanto si ritiene che tale valore possa essere un valore plausibile da utilizzare per le analisi lineari, anche in accordo con altri autori.

Ma il comportamento delle pareti X-lam sotto azioni orizzontali è fortemente condizionato dalla presenza delle connessioni meccaniche tra le parti, le quali condizionano significativamente il comportamento globale elastico ed inelastico delle pareti. Pertanto è stata condotta una campagna di analisi numeriche finalizzata ad investigare l'influenza dei principali parametri di resistenza e deformazione ultima degli elementi che definiscono la connessione sulla capacità sismica delle pareti lignee, quali:

- deformazione ultima del legno compresso (in direzione ortogonale);
- deformazione ultima degli elementi resistenti a trazione;
- resistenza del legno;
- resistenza a compressione degli hold-down.

Le analisi svolte hanno evidenziato che, nella sostanza la capacità sismica è condizionata dalla deformazione ultima degli elementi deputati a resistere a trazione. Infatti, se il sistema che resiste a trazione (sia esso la piattina metallica, sia esso l'interazione legno-connettori) riesce a garantire deformazioni ultime maggiori del 2% si ottengono sempre capacità sismiche medio-alte (superiori a 0.30g) in relazione ai terremoti italiani e valori del fattore di struttura sempre superiori a $q=2.0$. Al contrario, invece, la deformazione ultima del legno non gioca un ruolo significativo in termini di capacità sismica in quanto la crisi della parete, almeno nei casi ordinari, è sempre dettata dal raggiungimento del limite deformativo degli elementi tesi. Pertanto, anche se localmente, a livello di maschio ligneo, l'incremento di deformazione ultima comporta significativi incrementi di duttilità, questo effetto viene inibito a livello globale a causa della crisi degli elementi resistenti a trazione.

Allo stesso modo, si è evinto che anche la resistenza del legno gioca un ruolo marginale sulla capacità globale delle pareti.

La mancanza in normativa di regole di progettazione in linea con il moderno concetto del capacity design ha spinto la presente ricerca anche ad investigare il ruolo della progettazione in capacità sulla capacità sismica globale delle pareti lignee. Infatti, come

ampiamente discusso la progettazione delle connessioni può essere affrontata ipotizzando due differenti approcci di gerarchia delle resistenze. Brevemente, il primo approccio (approccio 1) confida sulle capacità dissipative delle piattine metalliche (con legno e connettori progettati con opportuna sovra-resistenza), il secondo (approccio 2), invece, affida le capacità plastiche all'interazione legno-connettore (con piattine sovra-resistenti). E' stato fatto notare come la progettazione che confida sulle capacità dissipative delle piattine metalliche risulta inapplicabile a causa di rotture fragili delle stesse e che, pertanto, essa è possibile solo se si ricorre a sistemi di connessione non-tradizionali, come ad esempio hold-down con profili bog-bone o sistemi simili (approccio 1.1).

Pertanto, la progettazione con sistemi di connessione tradizionali sembra debba necessariamente seguire le regole dell'approccio 2 che confidano sulla plasticizzazione dell'interazione legno-connettore. Questo, tra l'altro, è l'approccio progettuale seguito, inconsapevolmente dai progettisti nella pratica progettuale comune, quando adottano sistemi di connessione selezionati da cataloghi commerciali solo in base a considerazioni di resistenza. Infatti, questi cataloghi forniscono sistemi di connessione la cui resistenza e modalità di rottura (quest'ultima non sempre esplicitata in maniera chiara) è quella relativa all'interazione legno-connettori (ricavata quindi con la teoria di Johansen).

Ma una progettazione sismica più moderna, spinta, più "resiliente" deve essere in grado di conseguire anche il minor *danneggiamento* possibile per gli elementi strutturali (e non strutturali) a seguito di eventi sismici disastrosi, concentrando il danno in zone di più facile ed economica riparabilità. La progettazione secondo l'approccio 2 conduce sicuramente ad un grado di danneggiamento irreversibile degli elementi strutturali, dovuta allo snervamento dei connettori e al rifollamento del legno nella zona di connessione, accompagnati sempre dallo schiacciamento in compressione ortogonale nella zona di contatto legno-legno. Tutto ciò richiede la sostituzione totale o parziale dei pannelli a seguito di eventi sismici.

Utilizzando, invece, sistemi di connessione *non tradizionali* ad esempio hold-down con profilo a dog bone, o meglio ancora piastre incollate al pannello ligneo a sostegno di tondini metallici (disposti in numero tale da assicurare la resistenza e la duttilità richiesta) è possibile progettare le connessioni secondo le regole dell'approccio 1.1 della gerarchia delle resistenze. I vantaggi di questo approccio sono quelli di riuscire a garantire deformazioni ultime degli elementi HD anche superiori al 3%, al contrario di quanto avviene per l'interazione connettore-legno la cui capacità deformativa potrebbe essere più sensibile a problemi di ovalizzazione dei fori e quindi raggiungere capacità sismiche più elevate, e di limitare il danno alle sole parti di acciaio mentre il pannello ligneo ed i connettori non subiscono danneggiamento. In questo modo è possibile sostituire le parti metalliche a seguito dell'evento sismico.

Le analisi condotte hanno messo in luce che la progettazione delle connessioni secondo l'uno o l'altro criterio di gerarchia delle resistenze non influenza in modo significativo la capacità sismica delle pareti, conducendo in entrambe i casi a valori di PGA massime

soportabili comprese nel range dei terremoti italiani medio alti e a fattori di struttura tanto più elevati quanto maggiori risultano le capacità deformative ultime degli elementi deputati a resistere a trazione (siano esse le piattine metalliche, sia essa l'interazione legno-connettore). Questo evidenzia che anche la progettazione comune basata su una analisi statica lineare con fattore di struttura che segue le regole dell'approccio 2 conduce, inconsapevolmente, a buone capacità sismiche delle pareti, ma al contempo a gradi di danneggiamento significativi.

Appare logico quindi che una corretta progettazione sismica delle pareti X-lam deve essere in grado di soddisfare contemporaneamente i requisiti di *resistenza* e di *duttilità* (che insieme sono sinonimo di capacità sismica) ma anche di *basso danneggiamento*, facendo attenzione a non confondere sempre, come spesso avviene, il termine duttilità con quello di danno irreversibile. Infatti, il grande vantaggio che può offrire una costruzione in legno è quella di riuscire a concentrare la duttilità in zone di facile riparabilità in modo da produrre un danno reversibile e bassi costi di riparazione. Questo, con riferimento a pareti X-lam tradizionali (realizzata con hold-down e angolari) può essere ottenuto utilizzando sistemi di *connessione a basso danneggiamento* come ad esempio hold-down con profilo dog-bone o altri sistemi costituiti da piastre metalliche incollate ai pannelli a sostegno di "tondini" metallici a cui è affidata la resistenza e la duttilità e che possono essere facilmente sostituiti a seguito delle loro plasticizzazione.

Le performance strutturali in termini di capacità sismica e danneggiamento sono state confrontate, poi, con quelle del sistema low-damage per eccellenza delle pareti X-lam, ovvero i sistemi rocking con post-tensione, considerando il solo contributo di ricentraggio (non inserendo sistemi di dissipazione). Le analisi svolte hanno dimostrato che per la stessa parete, progettata con i due diversi sistemi, la capacità sismica raggiunta in entrambe i casi risulta comunque di intensità medio alta (rispettivamente di 0.40 e 0.34g). Inoltre, in entrambe i casi il danno strutturale che si otterrebbe in caso di eventi sismici risulterebbe praticamente minimo. La differenza tra i due sistemi consiste nel fatto che in quello post-teso l'assenza di dispositivi di dissipazione esterni (nel caso analizzato) conduce ad un danno, almeno in teoria, nullo; mentre in quello tradizionale è richiesto necessariamente il danneggiamento della connessione, che si accompagna anche ad uno schiacciamento del legno in zona compressa. E' bene sottolineare che il problema dello schiacciamento del legno dei solai (o dormienti in legno se al piano terra) in zona compressa può essere bypassato anche nel sistema tradizionale se si realizzano pareti costituite da mensole a tutta altezza.

La messa a punto di modelli sofisticati agli elementi finiti ha consentito di analizzare in maniera approfondita il comportamento sismico delle pareti, soprattutto in relazione al ruolo svolto dai sistemi di connessione. Questi modelli, sicuramente validi e necessari ai fini della ricerca scientifica, risultano però poco utili ai fini della pratica progettuale. Pertanto, un altro degli obiettivi del lavoro di tesi è stato anche quello di definire dei criteri

di modellazione semplificati, di più facile utilizzo in ambito professionale, calibrati anche sulla scorta del back-ground di informazioni acquisite da modelli sofisticati.

Il modello semplificato proposto è quello a *telaio equivalente*, sviluppato in analogia a quanto avviene per le strutture in muratura, consente di modellare pareti costituite sia da pannelli singoli che accoppiati.

In particolare, sono stati messi a punto due possibili modelli, il primo denominato “a vincoli elastici” ed il secondo “a modulo elastico equivalente” che permettono di eseguire analisi statiche lineari con fattore di struttura. Si tratta quindi di modelli ad aste che contemplano tutte le specificità delle pareti X-lam, quali la bi-dimensionalità degli elementi e soprattutto la presenza delle connessioni meccaniche. Per entrambe i modelli è stato analizzato il loro comportamento elastico in termini di spostamento e caratteristiche della sollecitazione, confrontando i risultati con quelli ricavati dai modelli più sofisticati agli elementi shell: entrambe i modelli proposti forniscono risultati in buon accordo con i modelli shell di riferimento.

BIBLIOGRAFIA

- Aicher S., Reinhardy H.W., Garrecht H., 2014. *Material and joints in timber structures- recent developments of technology*. Springer. New York.
- Andreolli M., Rigamonti M., Tomasi R. 2014. *Diagonal compression test on cross- laminated timber walls*. 14th World Conference on Timber Engineering WCTE. Quebec City. Canada.
- Blass H.J., Fellmoser P., 2004 a. *Design of solid wood panels with cross layer*. Proceedings of 8th World Conference on Timber Engineering WCTE. Finland. pp.543-548.
- Blass H. J., Fellmoser P., 2004 b. *Influence of rolling shear modulus on strength and stiffness of structural bonded timber elements*. CIB-W18/37-6-5. Edinburgh.
- Blass J. H., Gorlacher R. 2014. *Compression perpendicular to the grain*. Atti del Convegno INTER.
- Calderoni B., Giubileo C., Sandoli A., 2013. *Criteri di progettazione strutturale di edifici in legno a pannelli X-lam*. Atti del XV convegno ANIDIS. Padova. Italia.
- Calderoni B., Giubileo C., Sandoli A., Onotri V., 2015a. *L'influenza dei sistemi di connessione sul comportamento strutturale di pannelli in legno X-lam per edifici in zona sismica*. Atti del XVI convegno ANIDIS. L'Aquila. Italia.
- Calderoni B., Cordasco E.A., Sandoli A., Onotri V., 2015b. *Problematiche di modellazione strutturale di edifici in muratura esistenti soggetti ad azioni sismiche in relazione all'utilizzo di software commerciali*. Atti del XVI convegno ANIDIS. L'Aquila. Italia.
- Casagrande D., Rossi S., Tomasi R., Mischi G., 2015. *A predictive analytical model for elasto-plastic behaviour of light timber-frame shear-wall*. Construction and building materials. Elsevier.
- Casagrande D., Rossi S., Sartori T., Tomasi R., 2015. *Proposal of an analytical procedure and a simplified numerical model for elastic response of single-storey timber shear-walls*. Construction and Building Materials. Elsevier.
- Ceccotti A., 2008. *New technologies for construction of medium-rise buildings in seismic regions: the X-lam case*. IASBE Structural Engineering International, 18(2), pp. 156-165.
- Ceccotti A., Sandhaas C., Yasumura M., 2010. *Seismic behaviour of multystory cross-laminated timber buildings*. Proceedings of the International Convention Society of wood science and technology and United Nations economic commission for Europe. Geneva. Switzerland.

- Ceccotti A., Polastri A., Pozza L., Trutalli D., Scotta R., 2013a. *Proposal of an analytical-experimental procedure for determining the q-factor of timber building systems*. Atti del XV convegno ANIDIS. Padova. Italia.
- Ceccotti A., Sandhaas, Okabe M., Yasumura M., Minowa C., Kawai N., 2013b. *SOFIE project – 3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated buildings*. Earthquake engineering and structural dynamics.
- Circolare Ministeriale n.°617 del 02/02/2009, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 2008.
- CNR DT206/2007 (rev. 2008). *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Legno*. Consiglio Nazionale delle Ricerche.
- Decreto Ministeriale del 14/01/2008, *Nuove Norme tecniche per le costruzioni*.
- Di Micco A., 2015. Tesi di laurea. *L'influenza del rolling shear sul comportamento flessione-tagliante di solai lignei con pannelli lignei*. Università degli Studi di Napoli "Federico II".
- Durjic, B., Strus, K., Zarnic, R., Ceccotti, A., 2010. *Prediction of dynamic response of a 7-storey massive X-lam wooden building on a shaking table*. Proceedings of 10th World Conference on Timber Engineering WTCE. Riva del Garda. Italia.
- Embury W. L., Karacabey E., (editors). 2013. *Application of Analysis tool from New Buildings research network in design of a high-rise wood building*.
- Eurocodice 5, UNI EN 1995-1, 2005. Progettazione delle strutture in legno.
- Eurocodice 8, prEN 1998, 2003. Design of structures for earthquake resistance.
- Fajfar P., Gaspersic., 2000. *The N2 method for the seismic damage of r.c. buildings*. Earthquake engineering and Structural dynamics 25, pp.23-67.
- Fragiacomo M., Dujic B., Sustersic I., 2011. *Elastic and ductile design of multi-storey cross-lam wooden buildings under seismic actions*. Engineering Structures 33.
- Follesa M., Ni C., Popovski M., Karacabeyli E., 2010. *Blind prediction of the seismic response of the neeswood capstone building*. Proceedings of 10th World Conference on Timber engineering WTCE. Riva del Garda. pp.543-548.
- Follesa M., Fragiaco M., Lauriola M.P., 2011. *A proposal for revision of the current timber part (section 8) of Eurocode 8*. CIB-W18/44 (meeting four). Alghero. Italia.
- Franciosi V., 1979. *Calcolo a rottura*. Liguori Editore. Napoli.

- Gavric I., Ceccotti A., Fragiaco M., 2011a. *Experimental cyclic tests on cross-laminated timber panel and typical connections*. XIV Convegno ANIDIS, Bari, Italia.
- Gavric I., Fragiaco M., Popovski M., Ceccotti A., 2013. *Behaviour of Cross-laminated timber panel under cyclic loads*. Proceedings of RILEM.
- Gavric I., Fragiaco M., Ceccotti A., 2014a. *Cyclic behaviour of typical metal connectors for cross-laminated (CLT) structures*. Material and Structures, vol. 48, numb. 6.
- Gavric I., Fragiaco M., Ceccotti A., 2014b. *Cyclic behaviour of typical screwed connections for cross-laminated (CLT) structures*. European Journal of wood and wood products.
- Gavric I., Fragiaco M., Ceccotti A., 2015a. *Cyclic behaviour of CLT wall systems: experimental tests and analytical prediction models*. Journal of Structural Engineering 141 (11). ASCE.
- Gavric I., Popovski M., 2015b. *Design models for CLT shearwalls and assemblies based on connection properties*. CIB-W18/44.
- Gherzi A., 2010. *Il cemento armato*. Dario Flaccovio editore. Palermo.
- Giordano G., 1993. *Tecnica delle Costruzioni in Legno*. Quarta edizione. Hoepli editore. Milano.
- Gubana, A., 2015. *Raccolta del materiale del corso di aggiornamento accreditato dall'Ordine degli Ingegneri di Udine*. Reluis - linea di ricerca PR4.
- Heyman J., 1995. *The stone skeleton - structural engineering of masonry architecture*. Cambridge University Press.
- Johansen K. W., 1949. *Theory of timber connection* (Theorie der Holzverbindungen). IVBH Abhandlungen.
- Jorissen A., Fragiaco M., 2011. *General notes on ductility in timber structures*. Engineering Structures n.33, pp. 2987-2997. Elsevier.
- Karacabeyli E. (editor), 2013. *CLT Handbook*. FP Innovations and Binational Softwood Lumber Council.
- Latour M., Rizzano G., Terrano G., Torello G., 2013. *Comportamento sismico di edifici a pannelli in legno a strati incrociati realizzati con connessioni di tipo innovativo*. Atti del XV Convegno ANIDIS. Padova. Italia.
- Lenza P., 1989. *Un modello reticolare per l'analisi non lineare di edifici in muratura*. Ingegneria Sismica (1).

- Lomonte A., 2013. Tesi di Laurea. *Analisi sperimentale su campioni di legno di abete per la caratterizzazione meccanica del materiale*. Università degli Studi di Napoli “Federico II”.
- Mallo M. F. L., Espinoza O., 2015. *Awareness, perceptions and willingness to adopt Cross-Laminated Timber by the architecture community in the United States*. Journal of Cleaner Production. Elsevier.
- Nunziante L., Gambarotta L., Tralli A., 2011. *Scienza delle Costruzioni*. McGraw-Hill. Milano.
- New Zealand Standard NZS 3101: Part1: 2006. *Concrete Structures Standard, Part1 - The design of concrete structures*.
- New Zealand Standard NZS 3603:1993. *Timber Structures*.
- Pagano M., 1968. *Teoria degli edifici-edifici in muratura*. Liguori Editore. Napoli.
- Pagano M., 1990. *Costruire in muratura – nuove normative*. Liguori editore. Napoli.
- Pampanin S., Priestley M.J., Sritharan S., 2001. *Analytical modelling of the seismic behaviour of precast concrete frames designed with ductile connections*. Journal of Earthquake Engineering. Taylor & Francis editor.
- Pampanin S., 2012. *Reality-check and renewed challenges in earthquake engineering: implimenting low-damage systems-from theory to prattice*. Keynote Lecture at the 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon. Portugal.
- Pei S., Popovski M., Lindt J., W., 2012. *Seismic design of a multi-story cross-laminated timber buildings based on component level testing*. Proceedings of 14th World Conference on Timber engineering WTCE. Auckland.
- Piazza M., Tomasi R., Modena R., 2005. *Strutture in legno*. Hoepli editore. Milano.
- Priestley M. J. N., Pauley T., 1992. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley Interscience Publication.
- Pristley M. J. N., Calvi G.M., Kowalsky M. J., 2007. *Displacement-based Seismic Design of Structures*. IUSS Press. Pavia.
- Rinaldin G., Amadio C., Fragiacommo M., 2013. *A component approach for the hysteretic behaviour of connections in cross-laminated wooden structures*. Earthquake engineering and structural dynamics.

- Rossi S., Casagrande D., Tomasi R., Piazza M., 2015. *Seismic elastic analysis of light timber-frame multi-storey buildings: proposal of an iterative approach*. Construction and Building Materials. Elsevier.
- Sarti F., Palermo A., Pampanin S., 2012a. *Simplified design procedures for post-tensioned seismic resistant timber walls*. Proceedings of 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon.
- Sarti F., Palermo A., Pampanin S., 2012b. *Quasi static cyclic tests of 2/2 scale post-tensioned timber abd column wall-column (CWC) systems*. Proceedings of 14th NZSEE. Auckland. New Zealand.
- Schickhofer G., Bernasconi A., Traetta G., 2010. Corso base - L'uso del legno nelle costruzioni. *Costruzione di edifici in legno*. www.promolegno.it
- Schickhofer G., Ringhofer., 2012. *The seismic behaviour of buildings erected in solid timber construction. Seismic design according to EN 1998 for a 5-storey reference building in CLT*. Institute of Timber Engineering and Wood Technology. Graz.
- Schickhofer G., Ringhofer A., Harris R., 2014. *Focus solid timber solutions- European conference on Cross Laminated Timber (CLT)*. Proceedings of COAST Action FR 1004. Graz.
- Shen Y., Schneider J., Tesfamariam S., Stierner F., Mu Z., 2013. *Hysteresis behaviour of bracket connection in cross-laminated-timber shear walls*. Construction and building material, pp.980-991.
- STIC, 2013. *Design Guide Australia and New Zealand - Post-Tensioned Timber Buildings*. Structural Timber Innovation Company, Christchurch, New Zealand.
- Sustersic I., Fragiacomano M., Dujic B., 2011a. *Influence of connection properties on the ductility and seismic resistance of multi-storey cross-lam buildings*. CIB-W18/44 (meeting four). Alghero. Italia.
- Sustersic I., Fragiacomano M., Dujic B., 2011b. *Seismic analysis of cross-laminated multi-storey timber buildings using code-prescribed methods: influence of panel size, connection ductility and schematization*. Journal of Structural Engineering. ASCE.
- Sustersic I., Dujic B., 2012. *Simplified cross-laminated timber wall modelling for linear elastic seismic analysis*. CIB-W18/44 (meeting four). Alghero. Italia.
- Tomasi R., Sartori T., 2013a. *Mechanical behaviour of connections between wood framed shear walls and foundations under monotonic and cyclic load*. Construction and Building Materials, pp. 682-690.

Tomasi R., Sartori T., 2013b. *Mechanical behaviour of connections between wood framed shear walls and foundations under monotonic and cyclic load*. Construction and building materials. Elsevier.

Tomazevic M., 1978. *The computer program POR*. Report ZRMK. Ljubljana (Slovenia).